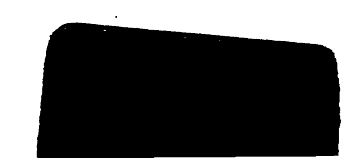




HANDBUCH

DER

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in fünf Teilen.

Zweiter Teil:

Der Brückenbau.

Herausgegeben

von

Th. Landsberg,

begründet von

Th. Schäffer und Ed. Sonne.

Vierte vermehrte Auflage.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1904

DER BRÜCKENBAU.

II. Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

Erster Band:

Die Brücken im allgemeinen. Steinerne Brücken. Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.

Bearbeitet von

M. Förster, Th. Landsberg, G. Mehrtens

herausgegeben von

Th. Landsberg,

Geh. Baurat, ord. Professor der Ingenieurwissenschaften und Baukunde an der Techn. Hochschule in Darmstadt,

begründet von

Dr. Th. Schäffer, Geheimerat in Darmstadt.

und

Ed. Sonne, Geh. Baurat, Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

Vierte vermehrte Auflage.

Mit 192 Textabbildungen, vollständigem Sachregister und 23 lithographierten Tafeln

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1904

Vorwort zur vierten Auflage.

Die vierte Auflage des ersten Bandes vom Brückenbau ist in verhältnismäfsig kurzer Frist nach Herausgabe der dritten Auflage notwendig geworden. Bei der Bearbeitung für die neue Auflage ist der bisherige erste Band in zwei Bände zerlegt worden; der erste Band umfafst nunmehr nur die drei Kapitel über die Brücken im allgemeinen, die steinernen Brücken und die Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken. Dadurch wurde es möglich, den Band handlich zu gestalten und alles, was sich auf die steinernen Brücken bezieht, in einem besonderen Bande zusammenzufassen. — Das erste Kapitel ist wie in der dritten so auch in dieser neuen Auflage von dem Unterzeichneten, das dritte Kapitel von dem bisherigen Verfasser, Herrn Geh. Hofrat Professor Mehrtens, bearbeitet. Das zweite Kapitel hat an Stelle des leider verstorbenen früheren Bearbeiters, Baurat Tolkmitt, Herr Professor Max Foerster in Dresden übernommen. — Die Fortschritte des Brückenbaues seit Herausgabe der dritten Auflage sind von den Herren Bearbeitern berücksichtigt.

Die vierte Auflage des zweiten Bandes, welcher die Kapitel über Hölzerne Brücken, Wasserleitungs- u. Kanalbrücken und die Kunstformen des Brückenbaues umfafst, wird im Herbst dieses Jahres erscheinen.

Darmstadt, im Juni 1904.

Th. Landsberg.

Handbuch des Brückenbaues.

Übersicht des Inhaltes der einzelnen Bände:

Erster Band.

I. Die Brücken im allgemeinen.
II. Steinerne Brücken.
III. Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.

Zweiter Band.

I. Hölzerne Brücken.
II. Wasserleitungs- und Kanalbrücken.
III. Die Kunstformen des Brückenbaues.

Dritter Band.

I. Die eisernen Brücken im allgemeinen.
II. Theorie der eisernen Balkenbrücken.

Vierter Band.

I. Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.
II. Die Brückenbahn.

Fünfter Band.

I. Bewegliche Brücken.

Sechster Band.

I. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken.
II. Konstruktion der Hängebrücken.
III. Konstruktion der eisernen Bogenbrücken.

Siebenter Band.

I. Die eisernen Brückenpfeiler.
II. Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Inhalts-Verzeichnis

des ersten Bandes.

II. Kapitel.

Steinerne Brücken.

Bearbeitet von M. Foerster, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Dresden.

(Hierzu Tafel V bis XIII und 70 Abbildungen im Text.)

A. Allgemeiner Teil.

B. Die Grundzüge der statischen Berechnung.

C. Die Brückenbauwerke.

III. Kapitel.

Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.

Bearbeitet von Geh. Hofrat Mehrtens, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Dresden.

(Hierzu Tafel XIV bis XXIII und 64 Textabbildungen.)

und das Heben einzelner Konstruktionsteile, um die Fortschaffung des gesamten Überbaues eiserner Brücken von dem Orte der Montierung nach dem endgiltigen Platze. Hierzu und zu anderen Ausführungsarbeiten sind Maschineneinrichtungen in grofser Anzahl und Mannigfaltigkeit erforderlich. Die allgemeine Anordnung einiger dieser Vorrichtungen, welche man zu den sogenannten Baumaschinen zu rechnen pflegt, wird in geeigneten Kapiteln des vorliegenden Teiles besprochen, die Mehrzahl derselben und namentlich ihre besondere Einrichtung ist jedoch in dem vierten Teile unseres Handbuchs behandelt. — Eine direkte Anwendung des Maschinenbaues findet bei den beweglichen Brücken statt, bei welchen die Aufgabe gestellt ist, Brückenträger von bedeutendem Gewicht unter möglichster Ersparung von bewegenden Kräften, durch die Hand weniger Menschen oder unter Zuhilfenahme von Prefswasser bezw. der Elektrizität zu drehen, zu heben oder zu verschieben.

Im Anschlufs an die Erwähnung der beweglichen Brücken ist der Beziehungen des Brückenbaues zu den Militärwissenschaften zu gedenken. Bei der Landesverteidigung oder im Kriege hat der Brückenbau eine nicht geringe Bedeutung, bei Festungen beispielsweise der Bau beweglicher Brücken, bei Flufsüberschreitungen derjenige zeitweiliger Schiffbrücken u. s. w. Ferner ist häufig bei Strombrücken auf Anordnungen Bedacht zu nehmen, welche im Notfalle eine sofortige Zerstörung des Bauwerks oder eines Teils desselben gestatten. Von den eigentümlichen Anordnungen, welche sich aus den Anforderungen der Landesverteidigung und des Krieges für die Brücken ergeben, sollen einige bei passender Gelegenheit hervorgehoben werden; eine vollständige Darstellung des militärischen Brückenbaues ist jedoch nicht beabsichtigt.

Am nächsten steht die Brückenbaukunde den sonstigen Fachwissenschaften des Ingenieurs und es ist oft schwer, die entsprechenden Grenzen zu ziehen. Dies ist namentlich hinsichtlich des Brückenbaues und des Wasserbaues der Fall, wie es sich beispielsweise bei der Bestimmung der Durchflufsweiten der Brücken zeigt, deren Schwerpunkt in wasserbaulichen Ermittelungen liegt. Es ist deshalb in den dritten Teil dieses Werkes ein besonderes Kapitel aufgenommen, welches den bezeichneten Gegenstand behandelt.

Die Wasserstrafsen und in beschränkter Weise auch die Hafenanlagen erfordern Brücken und Durchlässe in grofser Anzahl und zwar teils solche gewöhnlicher Konstruktion, teils solche, welche mittels ihres Überbaues eine Wasserstrafse tragen. An diese schliefsen sich sodann diejenigen Brücken an, welche kleinere Wasserläufe und Wasserleitungen überführen; vereinzelt kommen Wasserleitungsbrücken auch in Werkkanälen vor. Lage und Hauptabmessungen dieser Bauwerke können nur beim Wasserbau besprochen werden, während die Einzelheiten derselben dem II. Kapitel des zweiten Bandes zugewiesen sind.

Die Kanalbrücken und die Wasserleitungsbrücken kann man mit Recht als Brücken bezeichnen, eine Anzahl anderer brückenartiger Bauwerke aber pflegt jenen Namen gar nicht oder nur ausnahmsweise zu führen. Es werden dementsprechend die betreffenden Anordnungen und Konstruktionen am besten im dritten Teile des Handbuchs erörtert. — Auch die Düker, die mit den beweglichen Wehren verbundenen Brücken, die Deichschleusen oder Siele und die Landebrücken werden im dritten Teile des Handbuchs behandelt. Die allgemeinen Regeln des Brückenbaues sind naturgemäfs auch für diese Bauwerke mafsgebend.

Strafsen- und Eisenbahnbau stehen gleichfalls in nahen Beziehungen zum Brückenbau; dieselben werden an den entsprechenden Stellen hervorgehoben werden, so dafs an dieser Stelle auf Einzelheiten nicht eingegangen zu werden braucht.

I. Kapitel.

Die Brücken im allgemeinen.

Bearbeitet in zweiter Auflage von

Dr. Th. Schäffer, Geheimerat, Ministerialrat in Darmstadt
und
Ed. Sonne, Geh. Baurat, Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt,

in dritter und vierter Auflage von

Th. Landsberg,
Geh. Baurat, Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt.

(Hierzu Tafel I bis IV und 58 Abbildungen im Text.)

§ 1. Zweck der Brücken und Grundzüge ihrer Geschichte. Die Entwickelung des Brückenbaues geht Hand in Hand mit der Entwickelung der Verkehrsstrafsen des Binnenlandes, von welchen die Brücken ein Glied bilden. Die ersten Brücken werden in oft gebrauchten Pfaden für Fufsgänger und Reiter entstanden sein, indem über die natürlichen Wasserläufe grofse Steinplatten oder eine Anzahl Baumstämme gelegt und angemessen unterstützt wurden. Aus der Brücke für Fufsgänger und Reiter entwickelte sich die Strafsenbrücke, gleichzeitig mit der Ausbildung des Strafsenbaues und der Vervollkommnung der Strafsenfuhrwerke. Auch für Wasserleitungen wurden schon im Altertum ansehnliche und hohe Brücken da erbaut, wo Täler eine solche Leitung durchkreuzten.

Das Mittelalter brachte wesentlich neue Arten von Brücken nicht, — man kann indessen wohl annehmen, dafs die Burgen des Mittelalters schon mit beweglichen Brücken einfacher Art ausgerüstet gewesen sind — anders die neuere Zeit mit ihren neuen Arten von Verkehrswegen. Unter diesen sind als die zuerst ausgebildeten die Schiffahrtskanäle zu nennen. Es kam zu den namhaft gemachten Arten die Kanalbrücke hinzu, während gleichzeitig der Bau der Strafsenbrücke Fortschritte machte, denn an jeder Stelle, woselbst ein Schiffahrtskanal eine Strafse kreuzte, wurde eine Brücke erforderlich. Hierbei sind auch die beweglichen Brücken weiter ausgebildet, wohl noch mehr durch den Festungsbau, bei welchem die bewegliche Brücke früher eine grofse Rolle gespielt hat.

In der zweiten Hälfte des neunzehnten Jahrhunderts bedingte der Bau der Eisenbahnen die Herstellung von Eisenbahnbrücken für die Kreuzung der Bahn mit Wasserläufen, Fufswegen, Strafsen und Schiffahrtskanälen. Gleichzeitig kam zu Holz und Stein, welche früher ausschliefslich gebraucht waren, das Eisen als neuer Hauptbaustoff für den Brückenbau. Der Eisenbahnbau und die Herstellung eiserner Brücken bedingten die Ausbildung der Massenerzeugung des Eisens. Dem durch die Eisenbahnen bewirkten Aufschwung des Verkehrs entspricht eine grofsartige Ausbildung des Brückenbaues.

Jetzt sind in kultivierten Ländern aufser den natürlichen Wasserläufen, den Wasserleitungen und Schiffahrtskanälen weit verzweigte Netze von Fufswegen, Strafsen und Eisenbahnen vorhanden und die Anlage eines neuen Verkehrsweges oder eines neuen künstlichen Wasserlaufes bringt die Aufgabe mit sich, Sorge zu tragen, dafs die älteren Anlagen, beziehungsweise die natürlichen Wasserläufe wenig oder gar nicht beeinträchtigt werden. Hierzu dienen die Brücken; verschiedene Höhe der vorhandenen und der neu herzustellenden Anlage ist für dieselben Voraussetzung, während bei gleicher Höhe einfache Strafsenkreuzungen, Überfahrten über Eisenbahnen u. s. w. entstehen, welche bezüglich ihres Zweckes mit den Brücken verwandt, bezüglich ihrer technischen Behandlung aber von ihnen wesentlich verschieden sind.

Eine in Verkehrswegen befindliche Brücke hat demnach im allgemeinen den Zweck, die Unterbrechung zu beseitigen, welche bei der Kreuzung des Weges mit einem zweiten tiefer liegenden Wege oder mit einem Wasserlaufe, einer Schlucht u. dergl. entsteht.

Die obigen Andeutungen über die geschichtliche Entwickelung der Brücken sollen nun in den §§ 2 bis 5 dieses Kapitels vervollständigt werden, eine Aufzählung der Arten, der Benennungen und der Hauptteile der Brücken wird sich im § 6 anschliefsen. Alsdann sind in den §§ 7 bis 12 die Vorstudien und Vorarbeiten zu erörtern, welche zu der Feststellung der Grundzüge eines Brückenentwurfs führen, worauf unter §§ 13 bis 18 die Hauptteile der Brücken und schliefslich in § 19 die Nebenanlagen derselben übersichtlich vorgeführt werden sollen.

§ 2. Brücken des Altertums und des Mittelalters. Die älteste uns bekannte feste Brücke über den Euphrat zu Babylon ist im 6. Jahrhundert v. Chr. von Nebukadnezar erbaut und bestand aus beschlagenen, auf steinernen Pfeilern ruhenden Zedern- und Zypressenbalken. Steinbalkenbrücken sind aufser in anderen Ländern in Egypten und Griechenland aufgefunden, sie wurden von den Griechen bei etwas gröfseren Spannweiten zu Kragsteinbrücken ausgebildet, deren Öffnungen man durch einzelne, allmählich mehr vorspringende Steinschichten überbaute und oben durch gröfsere Steinbalken schlofs.

Die Herstellung steinerner Brücken mit gröfseren Spannweiten gelang erst mittels der Gewölbekonstruktion, deren Erfindung Posidonius dem zur Zeit des Perikles lebenden Philosophen und Mathematiker Demokritos von Abdera zuschreibt. Vor allen waren es die Etrusker und Römer, welche die Wölbung bei dem Bau von Strom-, Tal- und Wasserleitungsbrücken anwandten.[1] Unter den ersteren sollen nur genannt werden die bis heute erhaltene Fabricius-Brücke und die Älius-Brücke (die heutige Engels-Brücke) über die Tiber zu Rom, sowie die von Augustus erbaute Brücke zu Rimini, welche sämtlich mit Halbkreisbogen überwölbt und mit geschlossenen Brüstungen, sowie mit stromauf- und -abwärts zugeschärften Strompfeilern versehen wurden, unter letzteren die mit neun Bogen versehene Talbrücke zwischen Rom und Gabii, sowie die über Bogenstellungen geführte Wasserleitung des Appius Claudius bei Rom, die Aquadukte bei Nismes in Frankreich, bei Segovia und Tarragona in Spanien, sowie bei Zahlbach unfern Mainz.

Von hölzernen Brückenträgern kannten die Römer die gewöhnlichen Balkenbrücken, worunter der um 625 v. Chr. erbaute, durch die Verteidigung des Horatius Cocles berühmte *Pons sublicius* (Pfahlbrücke) und die auf einen militärischen Übergang über den Rhein

[1]) Man sehe auch: Mehrtens, Der Brückenbau sonst und jetzt. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1898, S. 17 u. f.

berechnete Jochbrücke des Cäsar gehörten, aber auch die hölzernen Bogenbrücken, unter welchen die um das Jahr 104 n. Chr. erbaute Brücke des Trajan über die Donau — nach deren auf der Trajanssäule erhaltenen Abbildung zu urteilen — ein bereits sehr entwickeltes Konstruktionssystem besafs.

Aus der Zeit nach dem Untergange des weströmischen Reiches sind nur wenige Brücken von Bedeutung zu unserer Kenntnis gekommen, der Brückenbau geriet wohl in Verfall und nahm erst mit dem Beginn der Kreuzzüge und unterstützt durch die Entwickelung des Städtewesens im Mittelalter neuen Aufschwung.

Anfangs wurden in Frankreich, England, Deutschland und Italien vorzugsweise halbkreisförmige Brückengewölbe mit stark ansteigender Fahrbahn über kurzen, dicken Pfeilern ausgeführt, die ihrerseits auf grofsen, stromverengenden Steinwürfen ruhten; später traten an deren Stelle flachere, bei der Fleischer-Brücke in Nürnberg selbst bis zu $^1/_8$ verdrückte Gewölbe mit geringeren Wölbstärken und schlankeren Pfeilern, während die Holzbrücken bei den gewöhnlichen Balken-, Sprengwerk- und Hängeträgern stehen blieben. Die Fortschritte der gewölbten Bauten dieses Zeitabschnittes bezeichnen die im Jahre 1146 vollendete Donaubrücke zu Regensburg, die alte Elbebrücke zu Dresden, die 1209 vollendete Themsebrücke zu London, die 1188 vollendete Rhonebrücke zu Avignon, die 1251 erbaute Trinitas-Brücke zu Florenz, die von 1587—1591 erbaute Rialto-Brücke in Venedig und viele andere.

Aus Vorstehendem geht hervor, dafs bei den Brückenträgern das Holz vorzugsweise als Balken und der Stein vorzugsweise zur Bildung von Gewölben verwendet wurde. Aber auch die Hängebrücken waren schon in sehr früher Zeit den Indiern, Chinesen und Japanern bekannt, welche sie aus Seilen herstellten, auf welche die Bretter der Bahn gelegt wurden oder an welche man die aus Bambusrohr hergestellte Brückenbahn aufhängte. Die ersten mit eisernen Ketten versehenen Hängebrücken sollen von den Chinesen erbaut und mehrere hundert Jahre alt sein.

Einen weiteren Einblick in die Entwickelung des Brückenbaues früherer Zeiten, als obige kurze Übersicht zu geben vermag, verschafft das Studium der Geschichte einzelner hervorragender Brücken und Brückenarten, u. a. bei Benutzung der unten vermerkten Mitteilungen.[2]) Aufserdem ist auf die gröfseren geschichtlichen Werke zu verweisen, welche am Schlusse dieses Kapitels unter „Literatur“ namhaft gemacht sind.

§ 3. Entwickelung des Brückenbaues in Frankreich, England und Amerika vom Beginn der Neuzeit bis zur Mitte des neunzehnten Jahrhunderts. Nach langem Darniederliegen der Kunst des Brückenbaues im Mittelalter und in den ersten Jahrhunderten der Neuzeit gab erst die Ausdehnung des Strafsenbaues im 17. Jahrhundert Anstofs zur Wiederbelebung der Brückenbaukunst, die sich in den folgenden Jahrhunderten zu bemerkenswerter Höhe erhob. Gefördert wurde die junge Kunst durch die von Galilei angebahnten Fortschritte in der wissenschaftlichen Erkenntnis auf den

---

[2]) Über die Ausführung römischer Ingenieur-Bauten. Engineer 1875, Dez. S. 460. — Chinesische Hängebrücken. Scientific american 1876, Suppl. S. 691, daselbst 1877, Sept. S. 235. — Rziha, Bau der alten steinernen Brücke zu Regensburg. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 342 und Allg. Bauz. 1828, S. 35. — Die alte Brücke über die Elbe in Dresden (Augustus-Brücke). Die Bauten von Dresden. Dresden 1878. S. 475. — Die alte Römerbrücke bei Mainz. Deutsche Bauz. 1882, S. 267. — Antike steinerne Brücke über den Satnioeis. Daselbst 1883, S. 21. — Die Brücken in Persien. Ann. des ponts et chaussées 1883, Juli, S. 23. — Man vergl. auch Heinzerling, Historische Entwickelung der Brücken in Eisen, Stein und Holz. Allg. Bauz. 1868/69 u. 1871. — Foerster, Die Geschichte der Dresdener Augustus-Brücke. Dresden 1902.

Gebieten der Statik und der Elastizitätslehre. Es bildeten sich in Frankreich, England und Amerika, welche Länder zu jener Zeit die Führung in der Technik hatten, bestimmte Bauweisen aus, auch wurden je nach dem Lande bestimmte Baustoffe bevorzugt. Frankreich machte sich hauptsächlich um die steinernen Brücken verdient, England förderte vorzugsweise die eisernen Brücken, Amerika bildete den Bau der Holzbrücken aus.

Beim Bau der steinernen Brücken in Frankreich bestand der Hauptfortschritt neben Ausbildung schönerer Formen in einer kühneren und zweckmäfsigeren Bauweise, welche mehr und mehr aus der wissenschaftlichen Behandlung des Brückenbaues hervorging. Hierfür war die im Jahre 1747 zu Paris gegründete, im Jahre 1760 zur *école des ponts et chaussées* erhobene Schule von grofser Bedeutung. Frankreich war bezüglich wissenschaftlicher Behandlung des Brückenbaues lange Zeit allen anderen Ländern überlegen; insbesondere wurde die darstellende Geometrie mit ihrer Anwendung auf den Steinschnitt und die Statik der Baukonstruktionen, namentlich auch die Gewölbetheorie, zuerst in Frankreich ausgebildet.

Von den französischen Brückenbaumeistern des achtzehnten Jahrhunderts mufs vor allen Perronet, als Ingenieur und als langjähriger Leiter der *école des ponts et chaussées,* von seinen Werken die im Jahre 1774 vollendete Strafsenbrücke über die Seine bei Neuilly genannt werden, welche fünf Korbbögen von nahezu 40 m Spannweite aufweist. Die Kühnheit der damaligen Ausführungen wird durch das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite gekennzeichnet, welche man bei einigen Stichbogengewölben zur Anwendung brachte. Dasselbe betrug bei der Brücke von Pontoise (1772) 1 : 13,5, bei der Brücke über den Loing bei Nemours (1805) sogar 1 : 17. Die Spannweiten gingen über die bereits im Mittelalter erreichten nicht wesentlich hinaus, und man kann in runder Zahl annehmen, dafs die Spannweiten der gewölbten Brücken der in Rede stehenden Zeit und des Mittelalters bis 50 m betragen, etwa das Doppelte der von den Römern erreichten Weiten.[3])

Die eisernen Brücken wurden vorzugsweise in England ausgebildet und verwendet; Vorbedingung war die Massenerzeugung des Eisens, und für diese der Reichtum des Landes an Eisenerzen und Kohlen, sowie eine hochentwickelte, vom Welthandel genährte Industrie. Wie jene Massenerzeugung mit dem Gufseisen begonnen und sich erst später auf das Schweifseisen erstreckt hat, so ist auf die gufseiserne Brücke diejenige aus Schweifseisen, auf die gegossene Eisenbahnschiene die gewalzte gefolgt.

Die gufseisernen Brücken wurden zuerst als Bogenbrücken hergestellt; die erste ist im Jahre 1779 zu Coalbrookdale erbaut. Abb. 1 gibt ein Bild dieses bemerkenswerten Bauwerks. Es ist bezeichnend für den englischen Volkscharakter, dafs man sich durch eine Reihe von Mifserfolgen nicht abschrecken liefs und im Wege des Versuchs schliefslich zu einer zweckmäfsigen Bauart gelangte. Man erreichte mit Hilfe des Gufseisens bei der von Rennie erbauten Southwark-Brücke über die Themse mit Stichbögen von $^1/_{10}$ Pfeil eine Spannweite von 73 m.

Unter den Brücken aus Schweifseisen sind zunächst die Hängebrücken zu nennen, mit welchen ein erster Versuch bereits im Jahre 1741 (Fufsgängerbrücke über den Tees bei Winch) gemacht wurde. Eine ausgedehntere Anwendung fanden dieselben erst zu Beginn des neunzehnten Jahrhunderts. Die im Jahre 1826 vollendete Menai-Brücke hatte die bedeutende Spannweite von 177 m. Wie diese waren die in England ausgeführten Hängebrücken der Regel nach Kettenbrücken.

---

[3]) Nachfolgend werden die Spannweiten stets in runden Zahlen und für diejenige Brückenöffnung des betreffenden Bauwerks angegeben, welche die gröfste Spannweite aufweist.

Abb. 1. *Brücke über den Severn bei Coalbrookdale.*[4])



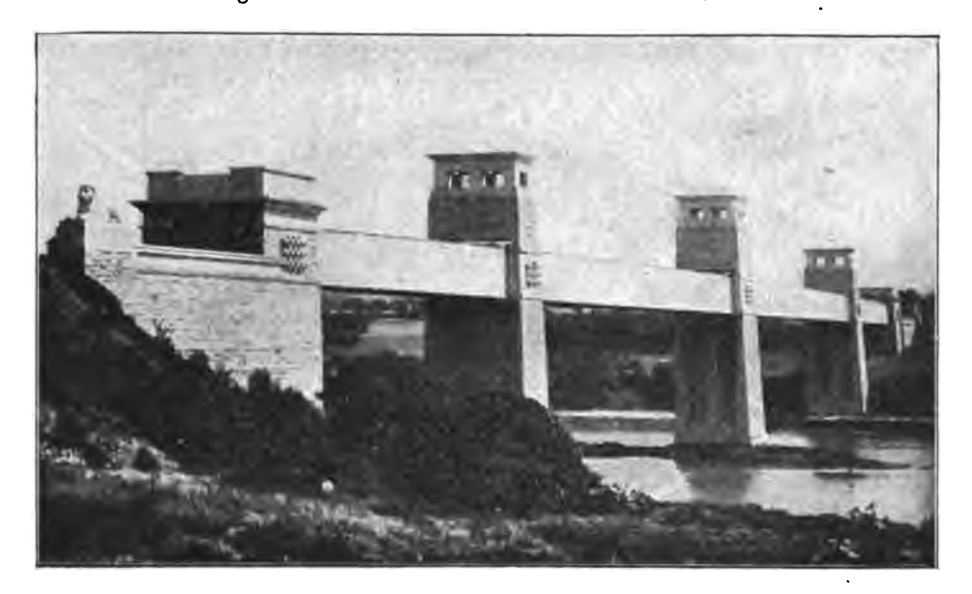
Balkenbrücken aus Schweifseisen wurden anfangs hauptsächlich mit Wandungen aus Blech hergestellt, sie erscheinen vom Jahre 1820 an, also zu derselben Zeit, wie die gewalzte Eisenbahnschiene und fanden schon von 1826 an zu beweglichen Brücken Verwendung. Die Blechträger wurden häufig als sogenannte Kastenträger ausgebildet, deren Konstruktion in der Röhren- oder Tunnelbrücke gipfelt. Eine solche ist die im Jahre 1850 vollendete Britannia-Brücke über die Menai-Strafse, von dem jüngeren Stephenson erbaut (Abb. 2). Der Bau dieser, auch durch grofse Spannweiten (140 m) ausgezeichneten Brücke bildet einen Wendepunkt in der Kunst des Baues eiserner Brücken. Ausgedehnte und grundlegende Versuche über die Festigkeit des Eisens und die Tragfähigkeit schweifseiserner Überbauten wurden von Prof. Hogkinson und Maschinenfabrikant Fairbairn gelegentlich dieses Baues vorgenommen; durch die Ausführung wurde bewiesen, dafs auch Balkenträger für sehr grofse Spannweiten zulässig sind. Damit war die Ausführbarkeit von Brücken über grofse Ströme und selbst über Meerengen erwiesen, welche bisher dem Brückenbau widerstanden hatten.

Die Anwendung des Eisens zu Brückenstützen reicht bis in das Jahr 1822, nach anderen Angaben bis 1817 zurück. 1822 wurde bei Brighton eine Landebrücke mit gufseisernen Pfeilern errichtet. Die Ausführungen Brunels, von dem einige hervorragende Bauwerke bereits in die vierziger Jahre des neunzehnten Jahrhunderts fallen, werden in § 5 erwähnt.

In den vereinigten Staaten Nordamerikas wurden vorzugsweise die Holzkonstruktionen ausgebildet. Das Land hatte Überflufs an guten Bauhölzern, während das Eisen teuer war, die Verkehrswege mufsten in Gegenden erbaut werden, welche der

[4]) Aus: Mehrtens, Der Brückenbau sonst und jetzt. Sonderdruck aus der Schweiz. Bauz. 1898. Zürich, Ed. Rascher.

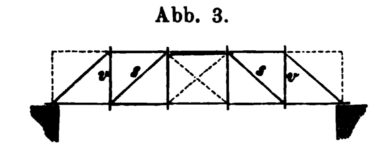
Fig. 2. *Britannia-Brücke über die Menai-Strafse.*[5])



Kultur erst erschlossen werden sollten; es war deshalb geboten, dieselben und namentlich die Brücken rasch und billig herzustellen. Alles dieses wies auf eine Bevorzugung der Holzbauten hin. — Eigenartig war die Behandlung der Bauten. Wenig beeinflufst durch Überlieferung und Schule löste man die Aufgaben der Technik in durchaus selbständiger Weise. Hierfür ist u. a. die Anordnung der hölzernen Gerüstbrücken (*trestle works*) kennzeichnend. Es sind dies viaduktartige Brücken mit nahestehenden, unter sich verbundenen Jochen, welche einen einfachen hölzernen Überbau tragen. Sie wurden in ansehnlicher Längenerstreckung ausgeführt, um später zum Teil durch Erdkörper, zum Teil durch dauerhaftere Brücken ersetzt zu werden.

Für gröfsere Spannweiten führte man anfangs zwar die verschiedenen Arten zusammengesetzter Hänge- und Sprengwerke aus, welche in Europa seit Jahrhunderten gebräuchlich waren, entwickelte aber aus denselben neue und vollkommenere Anordnungen. Als Ausgangspunkt derselben kann man eine Bauart betrachten, bei welcher, wie Abb. 3 zeigt, in ein Hängewerk ein zweites, nötigenfalls ein drittes, viertes u. s. f. derart eingeschaltet wird, dafs die Enden der Hängesäulen v mit den Fufspunkten der Streben s zusammenfallen.

Abb. 3.



Ähnliches hatte schon Palladio vorgeschlagen, aber die Amerikaner bildeten diesen Gedanken zielbewufst und für grofse Spannweiten aus. Zu nennen sind zunächst die Konstruktionen Longs, welche sich von der oben vorgeführten im wesentlichen dadurch unterscheiden, dafs in alle Gefache Streben und Gegenstreben eingefügt sind: aufserdem zeichnen sie sich durch eine sorgfältige Behandlung der Einzelheiten und durch einen kräftigen Windverband aus. Die ersten Ausführungen Longs sollen dem Jahre 1829 angehören. Wenige Jahre später wurden die Long'schen Träger von Howe insofern verbessert, als er statt der hölzernen Hängesäulen eiserne Hängestangen ein-

[5]) Aus: Mertens, Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Berlin, Julius Springer, 1900.

führte. Alsbald folgte Town mit seinen hölzernen Gitterträgern, bei welchen der Raum zwischen den wagerechten Gurthölzern als durchbrochene Wand behandelt wurde. Mit den Howe'schen Trägern sind Spannweiten von etwa 75 m (in runder Zahl) erreicht.

Auch Konstruktionen mit gekrümmten Gurtungen wurden ausgebildet. Wie die Howe'schen Brücken die Vorläufer unserer eisernen Fachwerksbrücken sind, so haben wir in einer von Brown erbauten Brücke von 50 m Spannweite einen Vorläufer der Brücken mit eisernen Bogensehnenträgern (Parabelträgern, *bowstrings*), und in der von demselben konstruierten, im Jahre 1849 vollendeten Cascade-Brücke (84 m Spannweite) einen Vorläufer unserer eisernen Bogenbrücken mit gegliederten Wandungen.[6]) Auch die Form der sogenannten Halbparabelträger kommt bei den amerikanischen Holzbrücken bereits vor.

Im Vorstehenden sind hinsichtlich der Entwickelung des Brückenbaues in Frankreich, England und Amerika die Haupteigentümlichkeiten hervorgehoben, es ist aber selbstverständlich, dafs in diesen Ländern auch in den Zweigen des Brückenbaues namhaftes geleistet ist, welche bislang noch nicht besprochen wurden. Durch gesunde Überlegung und mit Hilfe geeigneter Versuche gelangten die Engländer auf dem Gebiete des Steinbrückenbaues zu Bauwerken, welche den französischen an Kühnheit nicht nachstehen. Um unter vielen nur eins zu erwähnen, sei der von Rennie erbauten und 1830 vollendeten London-Brücke gedacht, deren Mittelöffnung einen Korbbogen von 46 m Spannweite hat. Eine Eigentümlichkeit der englischen Steinkonstruktionen ist die Gliederung der Mauerwerksmassen durch Anwendung von Hohlräumen bei den Pfeilern, von Strebepfeilern mit zwischengefügten Füllmauern bei den Widerlagern u. s. w. Bei dem guten Baustoff und in der Hand der geübten englischen Arbeiter ermöglichte diese Bauweise namhafte Ersparnisse.[7])

In den Vereinigten Staaten sind steinerne Brücken in vergleichsweise geringer Anzahl ausgeführt; sie spielen namentlich eine Rolle bei Wasserleitungen und Kanälen. Genannt sollen werden die Aquadukt-Brücke der Kroton-Wasserleitung zu Sing-Sing, New York (1839), welche einen 27 m weit gespannten Bogen besitzt, und — vorgreifend — die 1866 begonnene Cabin-John-Brücke bei Washington, deren nahezu 70 m betragende Spannweite bis in die neueste Zeit die gröfste war, welche bei einer gewölbten Brücke zur Anwendung gebracht wurde.

Hölzerne Brücken sind in England und in Frankreich natürlich auch in grofser Zahl ausgeführt, ihre Bauart zeigt aber nichts, was besonders hervorzuheben wäre. Es müssen aber die Verdienste der Franzosen um die Ausbildung der Theorie der Holz- und nicht minder der Eisenbauten betont werden. Von den bezüglichen Arbeiten sind bei uns namentlich diejenigen Naviers bekannt geworden.

Die Franzosen haben ferner in der Vervollkommnung der beweglichen Brücken, namentlich der Zugbrücken, wesentliches geleistet und auf dem Felde des Eisenbaues einige Konstruktionsformen zuerst, obwohl in vereinzelter Weise, versucht. Als erste Bogenbrücke aus Schweifseisen ist im Jahre 1808 von Bruyère eine 12 m weite Fufsgängerbrücke über den Crou bei St. Denis erbaut. Auch die von gufseisernen Röhren

[6]) Näheres s. Culmann, Der Bau der hölzernen Brücken in den vereinigten Staaten von Nordamerika. Allg. Bauz. 1851, S. 69. — Bendel, Der Überbau der nordamerikanischen Brücken und Viadukte, nach Notizen von Henz. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 207. — Pontzen, Über hölzerne Brücken mit besonderem Hinweis auf amerikanische Gerüstbrücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 25.

[7]) Vergl. Gustav Meyer, Über englische Eisenbahnbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 281.

getragenen Bogenbrücken Polonceaus, unter ihnen die 1834 erbaute, 48 m weit gespannte Caroussel-Brücke in Paris, dürfen nicht unerwähnt bleiben.

Amerika hat sich ferner auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues ausgezeichnet. Die erste zweckmäfsige Durchbildung einer Kettenbrücke ist eine von Finlay im Jahre 1790 erbaute Brücke über den Jacobs-Creek, 21 m weit. Die Amerikaner wendeten sich aber alsbald vorzugsweise den Drahtseilbrücken zu; das erste gröfsere derartige Bauwerk (Brücke über den Schuylkill bei Pittsburg, 124 m weit) stammt aus dem Jahre 1815. Wenige Jahre später fanden die Drahtbrücken auch in Frankreich Eingang, sie wurden daselbst, wie in Nordamerika, in grofser Zahl ausgeführt. Unter den französischen Ausführungen mufs die 1839 vollendete Brücke über die Dordogne bei Cubzac genannt werden, sowohl wegen ihrer ansehnlichen Spannweite (100 m), wie wegen ihrer 29 m hohen gufseisernen Pfeiler, der ersten eisernen Turmpfeiler von bedeutenden Abmessungen.

In der Zeit, von welcher hier die Rede ist, begann schon bei den amerikanischen Balkenbrücken die Umwandlung des hölzernen Fachwerks in Eisenfachwerk. Anfangs beschränkte man sich darauf, zu den gezogenen Teilen Schweifseisen, zu den gedrückten Holz zu verwenden und an den Knotenpunkten Gufseisen zu Hilfe zu nehmen; später wurde das Holz in den Druckstäben durch Gufseisen ersetzt. Verbesserungen in der allgemeinen Anordnung gingen hiermit Hand in Hand. Bei jenem Vorgange bürgerten sich die Gelenkverbindungen an den Knotenpunkten ein, von welchen später mehrfach die Rede sein wird.

§ 4. Entwickelung des Brückenbaues in Deutschland, Österreich, der Schweiz, Belgien und den Niederlanden. In der Schweiz und Tirol brachten verschiedene Umstände eine frühzeitige Ausbildung kühner Holzbauten mit sich. Schluchten und reifsende Wasserläufe erforderten grofse Spannweiten, bei welchen gewölbte Brücken zu teuer gewesen wären, aufserdem war an gutem Bauholz Überflufs vorhanden. Anfangs kamen hauptsächlich Hänge- und Sprengwerke, im neunzehnten Jahrhundert auch Träger mit gebogenen Hölzern und Howe'sche Träger zur Anwendung. In der Brücke über die Limmat bei Wettingen (1778) ist die gröfste bekannte Spannweite einer Holzbrücke — 119 m — erreicht, während die 1828 von La Nicca erbaute, 60 m weit gespannte Brücke über den Versammer Tobel gelungene, mit Sprengwerken verbundene Bogensehnenträger (Parabelträger) aufweist. Dadurch, dafs man die tragenden Teile der Brücken durch Überdachungen und Verschalungen sorgfältig schützte, erzielte man eine ungewöhnlich grofse Dauer der hölzernen Brücken.[8])

Belgien und die Niederlande haben sich namentlich durch Vervollkommnung der beweglichen Brücken ausgezeichnet. In den flachen und von zahlreichen Kanälen durchschnittenen Gegenden dieser Länder war man auf die Herstellung beweglicher Brücken besonders angewiesen. Eine gufseiserne Drehbrücke zu Antwerpen von 18 m Lichtweite, welche im Jahre 1812 von Teichmann erbaut wurde, gilt als die erste eiserne Drehbrücke des Festlandes; sie ist etwa 15 Jahre nach Herstellung der ersten englischen gufseisernen Drehbrücke ausgeführt. Ferner sind als eigentümlich, wahrscheinlich den Niederlanden entstammend, die Kranbrücken zu erwähnen. Einfachheit hinsichtlich der Gesamtanordnung bei sorgfältig erwogener Durchbildung der Einzelheiten zeichnet die Bauwerke der Niederlande vorteilhaft aus.

---

[8]) Vergl. Bavier, Die Strafsen der Schweiz. Zürich 1878.

Ein Fortschritt, welcher auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues in Belgien stattgefunden hat, war eine von Neville (seit 1846) herrührende Konstruktion eiserner Balkenträger mit geraden Gurtungen. Bei dieser Konstruktion bildeten die Gurtungen, die Streben und die Bänder gleichschenklige Dreiecke miteinander (vergl. Abb. 1^c, Taf. II) und zwar unter Anwendung einer oberen Gurtung aus Gufseisen. Diese Anordnung kam anfangs nur bei kleinen Brücken, später bei einer Brücke über die Sambre für 22 m Spannweite zur Ausführung. Die Anordnung der Verbindungen war mangelhaft.

In Deutschland prägt sich ein Unterschied zwischen der Zeit der Entfaltung des Brückenbaues und der Blütezeit desselben noch schärfer aus als in anderen Ländern. Die Mitte des neunzehnten Jahrhunderts bildet bei uns einen deutlichen Wendepunkt. In der ersten Hälfte des Jahrhunderts hinsichtlich der Technik im grofsen und ganzen anderen Nationen nachstehend und ihre Ausführungen oft nur nachbildend, ist Deutschland in der zweiten Hälfte desselben auch auf diesem Gebiete mit in die erste Reihe getreten. Der Grund, weshalb anfangs in allen Zweigen des Brückenbaues etwas, aber nur in wenigen Hervorragendes geleistet wurde, war namentlich der Mangel an Gelegenheit zu zahlreichen und grofsen Ausführungen.

Bei den steinernen Brücken hielt man im allgemeinen an althergebrachten, ziemlich schwerfälligen Formen und namentlich auch an einer schwerfälligen Ausführungsweise fest; auch die ansehnlichen Eisenbahnbauten der vierziger Jahre vermochten hieran wesentliches nicht zu ändern. Das bedeutendste Bauwerk aus diesem Jahrzehnt, der 1846 begonnene Göltschtal-Viadukt, welcher 80 m Höhe am tiefsten Punkt des Tales und einen Mittelbogen von 30,5 m Spannweite hat, wurde noch unter Aufwendung sehr grofser Mauerwerksmassen und mit vielen Spannbögen zwischen den Pfeilern ausgeführt; Stephenson soll dasselbe ein „Mauerwerksklotz, kein Werk der Ingenieurkunst“ genannt haben.

Als Erbauer kühner Holzbrücken[9]) ist Wiebeking zu nennen. Seine Bauwerke fallen in die Jahre 1807 bis 1816 und gipfeln, was Spannweite anbelangt, in der Schärdinger Brücke über den Rottflufs (65 m weit). Neben ihm darf Laves nicht unerwähnt bleiben, welcher den nach ihm benannten Trägern eine linsenförmige Gestalt gab, obwohl er hiermit bezüglich der Holzbrücken einen dauernden Erfolg nicht erzielt hat. Die erste Brücke mit Laves'schen Trägern überspannte den Stadtgraben zu Hannover, sie hatte 28 m Spannweite und wurde 1835 erbaut.

Laves blieb aber bei den erwähnten Holzkonstruktionen nicht stehen, er bildete auch die ersten linsenförmigen Fachwerksträger aus Schweifseisen. Einige kleinere Ausführungen dieser Art sind unmittelbar nach der erwähnten Holzbrücke beschafft; ein gröfseres Bauwerk ist die 1850 erbaute 17 m weite Strafsenbrücke über die Oker bei Meinersen.[10]) Etwa gleichzeitig mit Laves lebend konstruierten die Österreicher Hoffmann und Maderspach Bogensehnenträger aus Schweifseisen. Ihre erste Ausführung stammt aus dem Jahre 1833, ihr Hauptwerk ist die 1837 vollendete Czernabrücke bei Mehadia (40 m Spannweite). Drittens ist hier Wendelstadt zu nennen, welcher schon bei der Kettenbrücke über die Weser bei Hameln (1836) und sodann bei der über den

[9]) Über Holzbrücken vergl. auch Blohm, Die ehemalige grofse Brücke zwischen Hamburg und Harburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1856, S. 143.

[10]) Vergl. Köpcke, Über Träger von gleichem Widerstande, insbesondere die Anwendung derselben zu Brücken durch Laves und Pauli. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 292. — Über die ersten eisernen Bogensehnenträger vergl. Rziha, Eisenbahn-Unter- und -Oberbau, Bd. II, S. 384.

Neckar bei Mannheim eine Aussteifung von zwei übereinanderliegenden Tragketten durch Dreiecksausfachung zur Anwendung brachte.

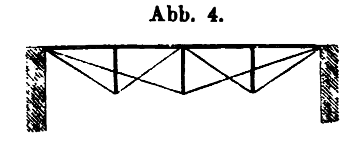
Eine gufseiserne Bogenbrücke ist zuerst in Schlesien im Jahre 1796 ausgeführt und schon im Jahre 1809 trat Reichenbach mit dem Gedanken hervor, zu gufseisernen Bögen Röhren zu verwenden. In gröfserer Zahl wurden indessen gufseiserne Bogenbrücken bei uns erst etwa seit 1820 hergestellt.[11])

Zwei Arten eiserner, geradlinig begrenzter Balkenbrücken sind um die Mitte des neunzehnten Jahrhunderts in Deutschland sehr häufig ausgeführt worden: die Blechbrücken und die Gitterbrücken. Die ersteren bürgerten sich gegen Ablauf der vierziger Jahre und im folgenden Jahrzehnt u. a. im Königreiche Hannover ein. Blechbrücken werden auch heute bei kleineren und mittelgrofsen Eisenbrücken noch vielfach verwendet.

Zur Herstellung von Gitterträgern, welche einige Zeit lang auf den preufsischen Bahnen bevorzugt wurden, hat Henz seit 1846 Anregung gegeben, nachdem im Jahre 1845 in Grofs-Britannien die Royal-Canal-Brücke der Dublin-Drogheda-Eisenbahn als erste gröfsere Gitterbrücke mit 43 m Spannweite erbaut war. Kleineren Ausführungen folgten die 1850 begonnenen Brücken über die Weichsel bei Dirschau (121 m) und über die Nogat bei Marienburg (98 m Spannweite). Diese Brücken, an welche sich die Rheinbrücke bei Köln (ebenfalls 98 m Spannweite) anschlofs, haben durchlaufende Träger, lotrechte Versteifungen, welche an den gestützten Stellen zusammengedrängt sind, und sorgfältig angeordnete Gurtungen; sie enthalten den Keim der etwas später auftretenden Parallelträger mit Fachwerk.

Im Gegensatz zu den vorhin genannten Bauwerken, welche zwar wesentliche Fortschritte anbahnten, aber doch ziemlich schwerfällig sind, ist auf eine eigenartige, aus derselben Zeit stammende amerikanische Anordnung hinzuweisen. Fink, ein Deutscher, erfand, soweit bekannt, bereits anfangs der fünfziger Jahre die nach ihm benannten, sehr beachtenswerten Träger, indem er das Prinzip des mit Zugstangen verstärkten Balkens derart, wie Abb. 4 zeigt, weiter ausbildete. Diese Träger sind anfangs unter Anwendung von Gufseisen zu den gedrückten Teilen, später aber in allen Hauptteilen aus Schweifseisen hergestellt. Sie haben eine weite Verbreitung gefunden.

Abb. 4.



§ 5. Der Brückenbau in der zweiten Hälfte des neunzehnten Jahrhunderts. Von der Mitte des neunzehnten Jahrhunderts an treten die Unterschiede in der Bauweise der leitenden Völker mehr und mehr zurück, wenn auch gewisse Eigentümlichkeiten deutlich erkennbar bleiben. Dieses Ergebnis war eine Folge des regen Verkehrs, welcher durch die Berichte in den technischen Zeitschriften und den Besuch fremder Länder und Bauwerke unterhalten wurde; glücklicherweise trat nicht eine schablonenmäfsige Gleichmäfsigkeit ein. In dieser Zeit hat der Brückenbau eine hohe Stufe der Ausbildung erreicht, so dafs man dieselbe wohl als Blütezeit bezeichnet hat. Deutlich erkennbar ist das Bestreben, das Spiel der wirkenden Kräfte klar zu stellen, die Bauten in Form und Stärken aus den statischen Bedingungen zu entwickeln und in allen Teilen so anzuordnen, dafs einfache Kraftübertragung stattfindet, gleichzeitig aber auch den Anforderungen der Schönheit Genüge geleistet wird.

[11]) Näheres über eine der älteren gufseisernen Bogenbrücken s. Fröhling, Die Friedrichs-Brücke in Berlin. Deutsche Bauz. 1879, S. 2.

Die grofsen Aufgaben, welche der Eisenbahnbau der Brückenbaukunst stellte, bedingten die weitere Ausbildung der Theorie. Bauwerke, welche hätten als Vorbilder dienen können, gab es kaum und wo solche vorhanden waren, konnte man sie nur als erste Versuche einer Lösung der Aufgabe ansehen. Man mufste die Bedingungen der jeweiligen Aufgabe sorgfältig prüfen und die Möglichkeit genauer Berechnung erstreben. Denn nur dann sind solche Bauten berechtigt, wenn sie genau berechnet werden können und wenn der ausführende Ingenieur die Verantwortung für die Standfähigkeit und Sicherheit derselben in vollem Umfange übernehmen kann. Die Ausbildung der theoretischen Erkenntnis und der klare Einblick in die Wirkungskreise der Kräfte ermöglichte andererseits die Einführung neuer Konstruktionsformen, die Verbesserung der früheren Konstruktionen, namentlich auch der wichtigen Einzelheiten.

Aber selbst die sorgfältigste Berechnung ist wertlos ohne zuverlässigen Baustoff, welcher sowohl in entsprechender Güte und Gleichmäfsigkeit, wie auch Billigkeit fabrikmäfsig hergestellt werden kann. Auch in dieser Hinsicht sind in der angegebenen Zeit grofse Fortschritte zu verzeichnen. Wenn die Neuzeit imstande ist, Brücken zu schaffen, welche diejenigen früherer Zeiten weit hinter sich lassen, so ist dieses in hohem Grade auch den Fortschritten auf verwandten Gebieten zu verdanken.

Ausschlaggebend ist vor allem anderen der Stand der Eisenindustrie, was bei anderer Gelegenheit schon hervorgehoben ist. Aufserdem sind aber die Vervollkommnungen des Maschinenwesens und der chemischen Industrie von grofsem Einflufs. Ohne Maschinen, insbesondere ohne Dampfmaschinen, würden weder die schwierigen Gründungen, noch die Hebungen bedeutender Lasten auf grofse Höhen durchführbar sein, welche viele der neueren Brücken erfordern; die chemische Industrie liefert in den Zementen ein für die Gründungen, insbesondere für die Betonbereitung und für das Mauerwerk, unschätzbares Material. Hierzu mag, als für die gewählte Zeiteinteilung bezeichnend, bemerkt werden, dafs in Deutschland die ersten Portland-Zement-Fabriken im Jahre 1850 entstanden sind.

Für die weitere Betrachtung erscheint es zweckmäfsig, die drei Hauptarten der Brücken, die steinernen Brücken, die Holzbrücken und die eisernen Brücken gesondert zu betrachten.

Steinerne Brücken. Eine Zeitlang schien es, als sollten die gewölbten Brücken, die Steinbrücken, durch die eisernen Brückenbauten ganz in den Hintergrund gedrängt werden. Die Möglichkeit, die letzteren rasch bei geringer verfügbarer Konstruktionshöhe in grofsen und sehr grofsen Weiten herzustellen, führte besonders beim Eisenbahnbau dazu, dafs anfangs hauptsächlich eiserne Brücken ausgeführt wurden; später aber erkannte man wieder die grofsen Vorzüge der Steinbrücken, sowohl hinsichtlich der ästhetischen Ausbildung, wie der Dauerhaftigkeit und bequemen Unterhaltung. Das oben angegebene Bestreben, die Konstruktion aus den statischen Bedingungen zu entwickeln, führte auch hier zu vorzüglichen Ergebnissen. Ältere unklare Gewölbetheorien wurden verlassen, mehr und mehr fand die Annahme Eingang, dafs die Gewölbe als elastische Bogen aufzufassen und zu berechnen sind, welche Annahme durch die in neuester Zeit mit grofser Sorgfalt und Gründlichkeit angestellten Versuche des österreichischen Ingenieur-Vereins als richtig erwiesen ist.[12]) Um die statische Unbestimmtheit dieser Bögen zu beseitigen,

[12]) Erprobungen von Gewölben in Österreich. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 477. — Melan, Verwertung der Versuchsergebnisse für die Berechnung der Gewölbe. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 25, 26, 28. — Weyrauch, Einige Ergebnisse betr. die Wiener Gewölbe-Versuche. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1897, No. 9 u. 10.

versah man dann die Gewölbe mit Kämpfer- und Scheitelgelenken. Gelenkbrücken dieser Art wurden zuerst von Köpcke 1880 bei den sächsischen Staatseisenbahnen, seit 1885 von Leibbrand in Württemberg in gröfserer Zahl ausgeführt (Taf. VIII u. IX). Die Gelenk-Konstruktion ermöglicht einfache und zuverlässige Berechnung der Gewölbe, welche infolge davon wesentlich schwächer gehalten werden können, als dies bei früheren unsicheren Annahmen möglich war; damit wird aber auch das Eigengewicht der Brücke, welches bei den gewölbten Brücken den gröfsten Teil der Last bildet, bedeutend verringert. Grofse Verbesserungen sind auch bei den zu den Gewölben verwendeten Baustoffen zu verzeichnen, insbesondere bei dem Zement. Hervorgehoben werde ferner die sorgfältigst geübte Auswahl der geeigneten Bausteine und die gründliche Prüfung derselben in den Untersuchungsanstalten. Um die Gröfse der wirklichen Tragfähigkeit festzustellen, begnügt man sich nicht mehr mit der Belastung kleiner Versuchskörper, sondern wählt die letzteren möglichst in denjenigen Gröfsen aus, in denen sie zur Verwendung kommen sollen.

Weitere Fortschritte sind die Herstellung ganzer Gewölbe aus Beton, die Verstärkung derselben durch Einlegung von Eisennetzen nach Monier und durch Anwendung von Eisenrippen in dem Beton nach Melan. Die erwähnten Fortschritte sind erste Schritte auf Bahnen, die voraussichtlich noch zu gröfseren Erfolgen führen werden; hat man doch schon heute die Donaubrücke bei Munderkingen mit 50 **m** Spannweite und 5 **m** Pfeil mit drei Gelenken als Betonbrücke, einer Gewölbedicke im Scheitel von 1 **m** und von 1,1 **m** in den Kämpfern ausgeführt, wobei die gröfsten Beanspruchungen 38 **kg/qcm** erreichen.[13]) So wurde es möglich, dafs man in der Gegenwart gewölbte Brücken ausgeführt und entworfen hat für Weiten, für welche sie bis vor kurzem noch undenkbar erschienen. So weist die 1902 gebaute Brücke über das Petrus-Tal in Luxemburg eine Mittelöffnung von 84,65 **m** Weite (gelenklose Gewölbe) auf[14]), so war bei dem Wettbewerb um eine Neckarbrücke in Mannheim im Jahre 1901 ein ernsthafter Entwurf mit einer gewölbten Mittelöffnung von 112 **m** Stützweite bei 9,1 **m** Pfeil eingereicht.[15]) Ein schönes Beispiel einer gewölbten Brücke ist die in Abb. 5 vorgeführte, der neuesten Zeit angehörige Brücke in der Albula-Bahn.

Die Holzbrücken. Die Holzbrücken spielen in der neueren Zeit wegen ihrer raschen Vergänglichkeit und Feuergefährlichkeit nur noch eine untergeordnete Rolle. Sobald es sich um endgiltige Brücken handelt, sind sie weder für Strafsen- noch für Eisenbahnbrücken da empfehlenswert, wo Eisen oder Stein in ernsten Wettbewerb treten kann. Ihr Hauptgebiet sind rasch herzustellende, für kurze Zeit erbaute Interims- oder Notbrücken. Demgemäfs verwendet man sie zweckmäfsig als Kriegsbrücken, ferner wenn es sich um Bauten handelt, die während der Herstellung eiserner oder gewölbter Brücken den Dienst zu versehen haben. In holzreichen, fernab von der Kultur gelegenen Ländern aber sind sie noch heute von Wichtigkeit. Im Westen Nordamerikas wird noch immer ein grofser Teil der Brücken aus Holz erbaut; es handelt sich eben dort darum, zunächst einmal die Eisenbahn möglichst billig zu erbauen; bei wachsendem Verkehr werden dann nach und nach die Holzbrücken durch eiserne ersetzt. Selbst bei grofsen, im Osten der Vereinigten Staaten erbauten Brücken, deren Hauptöffnungen durch Eisen-

[13]) Vergl. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, Zweite Gruppe, 7. Heft: Gewölbte Brücken, von K. v. Leibbrand. Leipzig 1897. — Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 541.

[14]) Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 463.

[15]) Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 335.



Abb. 5. *Gewölbte Brücke in der Albula-Bahn.*[16])

konstruktionen überspannt sind, findet man vielfach die Seitenöffnungen der Zufahrtsrampen vorläufig in Holz ausgeführt. Um durch etwaiges Abbrennen einer Holzbrücke keine grofse Betriebsstörung zu erleiden, hält man in Amerika auf besonderen Lagerplätzen die vollständigen Brücken mit allen ihren Teilen vorrätig, so dafs bei einem

[16]) Faksim.-Reprod. nach: Deutsche Bauz. 1903, No. 75. Phot. Aufnahme v. A. Reinhardt in Chur.

Brande eine Drahtnachricht an das Lager genügt, um das ganze Holzwerk in kürzester Frist an Ort und Stelle zu schaffen, wo der Aufbau und damit der Ersatz sehr rasch vor sich geht. Bedeutende Fortschritte sind auf dem Gebiete der Holzbrücken, wie aus dem Vorstehenden leicht erklärlich ist, nicht zu verzeichnen.

Eiserne Brücken. Die hauptsächlich beim Ingenieurwesen der Gegenwart in Betracht zu ziehenden Brücken sind die Eisenbrücken. Zu diesen rechnet man alle diejenigen Brücken, deren Überbauten aus Eisen hergestellt sind, wobei der Begriff „Eisen“ im weitesten Sinne genommen ist, also Gufseisen, Schweifseisen, Flufseisen und Stahl umfafst. Ob die Pfeiler aus Mauerwerk oder Eisen sind, ist für die Bezeichnung gleichgiltig; in beiden Fällen spricht man von Eisenbrücken. Für die Besprechung der Entwickelung sollen die Hauptarten der Eisenbrücken gesondert ins Auge gefafst werden, nämlich die Balkenbrücken, die Bogenbrücken, die Hängebrücken und die beweglichen Brücken.

Balkenbrücken werden für kleine Weiten bis zu etwa 15 m bezw. 20 m schon seit Beginn des Eisenbrückenbaues als Blechbrücken mit meist parallelen Gurtungen ausgeführt. Blechbrücken sind für diese kleinen Weiten zweckmäfsig, bequem herzustellen, billig zu unterhalten. Für gröfsere Weiten verwendet man dagegen aus einzelnen Stäben zu sogenannten Fachwerken zusammengesetzte Träger. Zuerst ersetzte man wohl hauptsächlich die Blechwand für grofse Weiten durch Gitterwerk, meistens engmaschiges; hier sind die in § 4 erwähnten Brücken über die Weichsel bei Dirschau, die Nogat bei Marienburg, die Rheinbrücke bei Köln zu nennen; dieselben haben parallele Gurtungen.

Die Nachteile des engmaschigen Gitterwerks wurden aber bald erkannt: die einzelnen Gitterstäbe können nicht ohne verhältnismäfsig starke Zuschläge hergestellt werden, bei den gezogenen Stäben wegen der Nietverschwächung, bei den gedrückten wegen der erforderlichen Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken. Zur Erreichung der erforderlichen Knickfestigkeit sind Pfosten nötig, durch welche die Berechnung sehr unsicher wird. So ging man denn bald zu den Trägern mit weitmaschigem Gitterwerk über und zwar sowohl mit Netzwerk, das heifst mit zwei Scharen geneigter Wandstäbe, als auch mit Ständerfachwerk, worunter man die Anordnung versteht, bei welcher lotrechte Pfosten und Schrägstäbe die Verbindung der Gurtungen bilden.

Die Ausbildung der Parallelträger hat in Europa zuerst bezüglich des Netzwerks und erst später bezüglich des Ständerfachwerks stattgefunden. Unter den Brücken mit Netzwerk soll mit Übergehung einer Reihe von Anordnungen, welche als veraltet bezeichnet werden müssen, der Crumlin-Viadukt, 1853 von Liddle und Gordon erbaut, hervorgehoben werden, weil bei diesem Bauwerke sämtliche Konstruktionsteile aus Schweifseisen hergestellt sind, wohingegen noch Warren (1849) seine Träger teilweise aus Gufseisen konstruiert hatte.

Bezüglich der Fachwerksbrücken mit parallelen Gurtungen hat sich in Deutschland namentlich Mohnié verdient gemacht; derselbe hat bereits im Jahre 1857 nachgewiesen, dafs das Ständerfachwerk den Gitterwerken überlegen ist. Als erste gröfsere deutsche Fachwerksbrücke mit Parallelträgern ist die von Hartwich erbaute, im Jahre 1864 vollendete Brücke über den alten Rhein bei Griethausen (100 m weit) zu nennen.

Neben den Trägern mit parallelen Gurtungen fanden bereits frühe die Balkenträger mit einer oder zwei gekrümmten Gurtungen Verwendung. Schon Ende der vierziger und Anfang der fünfziger Jahre konstruierte der jüngere Brunel den sogenannten Fischbauchträger (obere Gurtung wagerecht, untere gekrümmt), den Bogensehnenträger (obere

Gurtung gekrümmt, untere wagerecht) und den Linsenträger (beide Gurtungen gekrümmt) mit bedeutenden Spannweiten. Hinsichtlich der Parabelträger sind ihm einige andere Ingenieure vorangegangen; die erste Brücke dieser Art soll eine von Harrison im Jahre 1844 über den Ouse erbaute Eisenbahnbrücke (52 m Spannweite) sein. Von den Ausführungen Brunel's sind zu nennen: die Brücke über den Wye-Fluſs bei Chepstow, 93 m weit (Fischbauchträger — wenigstens im Prinzip — mit untenliegender Fahrbahn), die Brücke über die Themse bei Windsor, 61 m weit (Bogensehnenträger), beide etwa 1849 vollendet, und diejenige über den Tamar bei Saltash, 139 m weit, 1854 vollendet (linsenförmige Träger). Gemeinsam ist diesen Brücken, daſs zu den oberen Gurtungen Röhren oder röhrenartige Körper aus Eisenblech verwendet und daſs an allen geeigneten Stellen Gelenke angeordnet sind. Fischbauch- und Bogensehnenträger haben Verbreitung in vielen Ländern gefunden; sie und nicht minder die linsenförmigen Träger sind von deutschen Ingenieuren wesentlich vervollkommnet. Die Vervollkommnungen der letzteren, über welche § 15 dieses Kapitels zu vergleichen ist, wurden durch Pauli bewerkstelligt.[17]) Die erste mit „Pauli'schen Trägern" im Jahre 1857 erbaute Brücke ist die über die Isar bei Groſshesselohe (54 m Spannweite), die gröſste aber die im Jahre 1862 vollendete Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz (105 m weit).

Eine weitere Vervollkommnung der Balkenträger erstrebte Schwedler durch Konstruktion von Trägern mit nur auf Zug beanspruchten Diagonalen bei wagerechter unterer Gurtung; an Stelle einer sich hieraus theoretisch ergebenden Einsenkung der oberen Gurtung im mittleren Trägerteile zeigen die ausgeführten Brücken ein mittleres gerades Stück. Die erste dieser Brücken ist über die Weser bei Corvey für 58 m Weite ausgeführt, in ansehnlicher Gröſse kommen Schwedler'sche Träger bei der gegen Ende der sechziger Jahre erbauten Brücke über die Elbe bei Dömitz (69 m Spannweite) vor. Besonders in Norddeutschland erfreuten sich die Schwedler'schen Träger eine Zeitlang trotz ihres häſslichen Aussehens groſser Beliebtheit.

Unter den Brücken mit linsenförmigen Trägern müssen noch die von Lohse eigenartig angeordneten, etwa 1870 vollendeten Elbbrücken bei Harburg und bei Hamburg (letztere mit 96 m weiten Öffnungen) genannt werden.

Die Träger mit gekrümmten Gurtungen hatten an den Auflagern anfangs stets die Höhe Null; für groſse Weiten erwies sich aber bald eine Trägerform als zweckmäſsig, welche mit einer geradlinigen und einer gekrümmten Gurtung an den Auflagern nicht die Höhe Null zeigt; man bezeichnet diese Träger als Halbparabelträger, obgleich die Linie der gekrümmten Gurtung nicht immer eine Parabel ist. Die geradlinige Gurtung legt man zweckmäſsig an die Fahrbahn, so daſs diese Träger sowohl mit oberer, wie mit unterer geradliniger Gurtung vorkommen, je nach der Lage der Fahrbahn. Diese Halbparabelträger, vielleicht besser Halbparallelträger genannt, haben groſse Vorzüge: sie ermöglichen insbesondere auch bei tiefliegender Fahrbahn die Durchführung des oberen Windverbandes über die ganze Trägerlänge bis zu den Auflagern, so daſs die gefährlichen wagerechten Belastungen sicher unschädlich gemacht werden können. Eines der ersten mit derartigen Trägern versehenen Bauwerke, die 1868 vollendete Brücke über den Leck bei Kuilenburg, zeichnet sich auch durch groſse Spannweite (150 m) aus (Abb. 6, S. 18).

---

[17]) Über Pauli und die nach ihm benannten Träger vergl. Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 379.

Abb. 6. *Brücke über den Leck bei Kuilenburg.*[18]



Man hat auch Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen ausgeführt, deren Endhöhe von Null verschieden ist; hier sind besonders anzuführen die neue Brücke über die Weichsel bei Dirschau (sechs Öffnungen von je 129 m Stützweite, 3,36 m Endhöhe, 18 m Mittenhöhe), die neue Nogatbrücke bei Marienburg (Taf. IV, Abb. 9, 10), die Memelbrücke bei Tilsit (5 Öffnungen à 96,66 m Stützweite). Bei allen neueren Brücken, sowohl denjenigen mit Parallelträgern, wie denen mit gekrümmten Gurtungen ist das engmaschige Gitterwerk verlassen und nur ein-, zwei- oder höchstens dreiteiliges Fachwerk (Abb. 6) bezw. Netzwerk verwendet.

In Amerika, wo sich der Brückenbau von dem europäischen in manchen wesentlichen Punkten unterscheidet, werden für Balkenbrücken hauptsächlich Träger mit parallelen Gurtungen, bei sehr grofsen Stützweiten auch solche mit vieleckiger oberer Gurtung und weitem, meist einteiligem Fachwerk verwendet. Wird eine nähere Lage der Knotenpunkte wünschenswert, als sich aus angemessener Neigung der Diagonalen bei einteiligem Fachwerk ergibt, so schaltet man vielfach in die Hauptdreiecke Unterkonstruktionen ein, wie dies bei den Dächern ja auch in Europa (z. B. bei dem sogenannten Polonceau-Dachstuhl) seit langer Zeit üblich ist. Das Fachwerk bleibt dann statisch bestimmt, wie denn das Streben nach Vermeidung statisch unbestimmter Konstruktionen in Amerika besonders deutlich zu Tage tritt. Ganz eigenartig den amerikanischen Konstruktionen ist das Fehlen der lotrechten Endpfosten, welche ja auch weder bei oben-, noch bei untenliegender Fahrbahn erforderlich sind (Abb. 7, S. 19). Die den Auflagern zunächst liegenden Stäbe der oberen Gurtung werden bei untenliegender Fahrbahn als steifer Rahmen, als Portal ausgebildet und in den Stand gesetzt, die in der oberen

[18]) Ausgeführt von Harkort in Duisburg.

Abb. 7. *Brücke über den Susquehanna-Flufs bei Havre de Grace, M. D.*[19])



Gurtung wirkenden wagerechten Windkräfte in die Auflager zu leiten; die Höhe der ersten Pfosten, welche zunächst den Auflagern liegen, ist deshalb stets wenigstens so grofs, dafs bei ihnen eine Querverbindung über der Fahrbahn angebracht werden kann (Abb. 7). Auf die weitere Eigentümlichkeit der amerikanischen Bauweise, die gelenkförmige Knotenpunktverbindung, welche übrigens neuerdings vielfach durch die europäische Nietverbindung verdrängt wird, möge hier nur kurz hingewiesen werden.

Die Überbrückung sehr grofser Weiten wurde wesentlich erleichtert durch die von Gerber erfundenen Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten, die nach ihrem Erfinder benannten „Gerberträger"; bei diesen werden die auf je zwei Pfeilern ruhenden Balken über die Pfeiler hinaus verlängert; die Endpunkte dieser Verlängerungen, der sogenannten Ausleger, dienen als Auflager für weitere Balken. Gerber erhielt schon 1866 ein Patent für diese Anordnung.

Die erste von Gerber nach diesem Prinzip ausgeführte Brücke über den Main bei Hafsfurt erhielt vieleckige Gurte, dagegen haben die Träger der im Jahre 1872/73 von ihm nach demselben System ausgeführten Strafsenbrücke über die Donau bei Vilshofen mit 4 Öffnungen von je 51,6 m und einer Mittelöffnung von 64,5 m Spannweite durchweg parallele Gurtungen erhalten.

Die Gerberträger, auch Auslegerträger genannt, sind statisch bestimmte Konstruktionen; sie bieten in Betreff des Baustoffaufwandes die Vorteile der kontinuier-

---

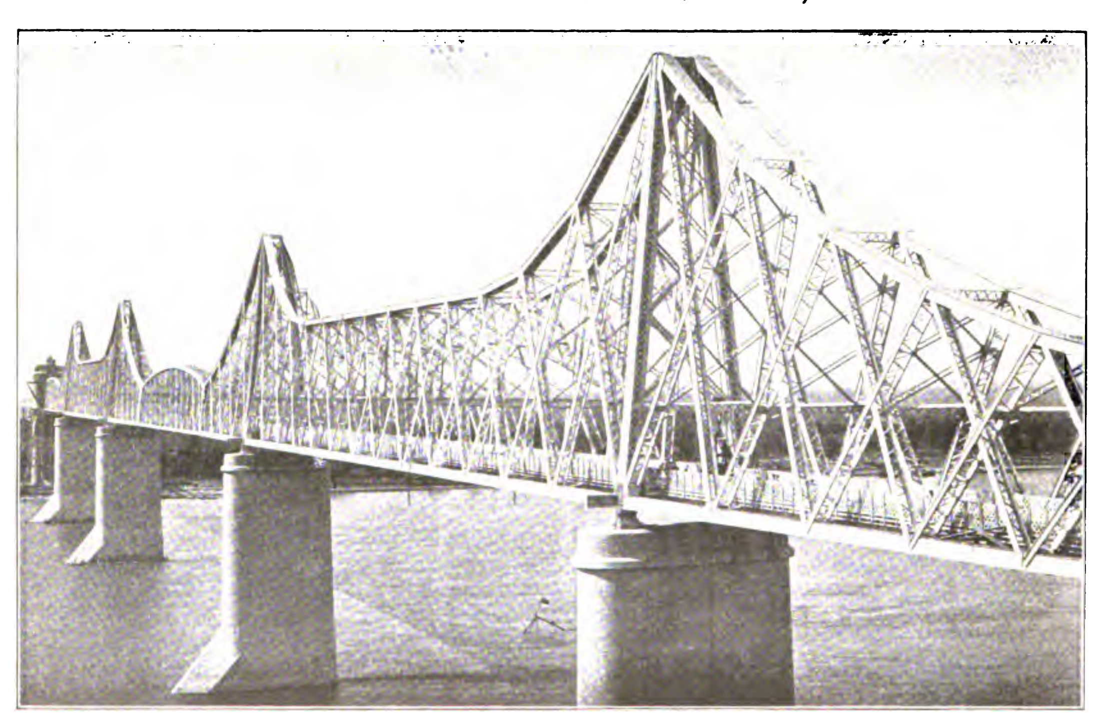
[19]) Faksimile-Repr. aus dem Album der Keystone Bridge Co. in Pittsburg (Chicago Photo Gravure Co.).

Abb. 8. *Forth-Brücke bei Edinburg.*



lichen Träger, leiden aber nicht unter deren Nachteilen, da eine Veränderung in der Höhenlage der Stützpunkte die Inanspruchnahme nicht beeinflufst. Für grofse und sehr grofse Stützweiten ist diese Brückenart überaus geeignet, insbesondere auch weil die Aufstellung des Überbaues ohne feste Gerüste von den Pfeilern aus möglich ist.

Abb. 9. *Brücke über die Donau bei Cernavoda.*[20])



Auslegerbrücken sind denn auch in allen Ländern der Erde ausgeführt worden, so in England die Forth-Brücke (521 m gröfste Spannweite, Abb. 8), in Rumänien die Brücke

[20]) Nach einer Photographie von Franz Duschek in Bukarest.

über die Donau bei Cernavoda (Abb. 9, 190 m Spannweite), in Amerika mit seinen breiten Strömen aufserordentlich häufig, soweit bekannt, zuerst von Shaler Smith bei dem Kentucky-Viadukt der südlichen Cincinnati-Bahn gegen Ende der siebziger Jahre.

Es mögen von den neueren amerikanischen Brücken dieser Konstruktion nur die Eisenbahnbrücke über den Niagara, die Brücke über den Hudson bei Poughkeepsie und die in Abb. 12 auf Taf. IV dargestellte grofsartige Brücke über den Mississippi bei Memphis (gröfste Stützweite 241 m, Konstrukteur George S. Morison) erwähnt werden. Ja selbst in Australien und Indien finden sich Auslegerbrücken. Auch die Überbrückung des Kanals zwischen England und Frankreich war mittels einer grofsen Auslegerbrücke geplant, bei welcher die Stützweiten abwechselnd 400 m und 500 m betragen sollten.[21])

Abb. 10. *Neckarbrücke in Mannheim (Friedrichs-Brücke).*



Die Fortschritte in der Erkenntnis der Fachwerkstheorie ermöglichten die Konstruktion von Trägern, welche, ohne labil zu sein, eine Anzahl von viereckigen Feldern ohne Diagonalen enthalten. Es ergab sich hierbei ein wesentlich besseres Aussehen, als bei dem bisher üblichen Fachwerk mit sehr langen Diagonalen; unseres Wissens ist diese Anordnung für Auslegerbrücken zuerst vorgeschlagen und ausgeführt von Gerber bei der neuen Neckarbrücke in Mannheim (Abb. 10).[22]) Aber auch für Balkenträger mit zwei Stützpunkten sind solche Stabanordnungen ausgeführt; so bei der Brücke über den Lech bei Hochzell (81,6 m Stützweite) von Rieppel, in der Berliner Ringbahn für die Überführung des Kurfürstendammes in Halensee (60 m Stützweite) und a. a. O.

Hier mufs auch die in Abb. 11 (S. 22) dargestellte, von Müller-Breslau entworfene Fufsgängerbrücke über die Spree bei Oberschönweide erwähnt werden. Es ist dies eine Auslegerbrücke mit einem Gelenk in der Mitte der grofsen Mittelöffnung und einem eingefügten Spannbogen. Die Träger sind zweifach statisch unbestimmt.

[21]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 458. — Deutsche Bauz. 1890, S. 65.

[22]) Preisbewerbung um den Entwurf einer festen Strafsenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Zentralblatt d. Bauverw. 1887, S. 459. Die Abbildung ist von der Ver. Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenfabrik Nürnberg freundlichst zur Verfügung gestellt.

Abb. 11. *Fufsgängersteg über die Spree bei Oberschönweide.*[23])



Die Bogenbrücken. Es lag keine Veranlassung vor, im vorstehenden französische Bauwerke besonders hervorzuheben, bei der nunmehr vorzunehmenden Besprechung der Bogenbrücken mufs dies aber geschehen. Beim Bau der Balken-

[23]) Faksimile-Reproduktion nach Zeitschr. f. Bauw. 1900, Bl. 12.

brücken hat sich in Frankreich ein gewisses, dem Fortschritt nicht förderliches Festhalten an typisch gewordenen Formen bemerklich gemacht. Für die Vervollkommnung der Bogenbrücken aus Schweifseisen und Flufseisen sind nun sowohl die Franzosen wie auch namentlich die Deutschen tätig gewesen und es soll im Nachstehenden je ein deutsches und ein französisches Bauwerk von geschichtlicher Bedeutung namhaft gemacht werden. Die Einteilung der Bogenbrücken in Brücken ohne Kämpfergelenke, Brücken mit solchen und Brücken mit Kämpfergelenken und mit Scheitelgelenk wird hierbei als bekannt vorausgesetzt.

Als erste gröfsere, ohne Kämpfergelenke ausgeführte Bogenbrücke aus Schweifseisen ist zu nennen: die Arcole-Brücke in Paris, 1854 von Oudry erbaut, 80 m weit. Dieselbe zeichnet sich auch dadurch aus, dafs das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite (1 : 13) ungewöhnlich klein ist. Gleichzeitig gab Stehlin Anregung zur Erbauung eiserner Bogenbrücken in der Schweiz, die Ausführung aber erfolgte durch Etzel (Aarebrücke bei Olten, 32 m weit). — Die ersten Bogenbrücken mit Kämpfergelenken sind: eine Brücke bei St. Denis, 1858 von Couche und Salle erbaut, 45 m weit, und die Brücke über den Rhein bei Koblenz, von Hartwich unter besonderer Mitwirkung Sternbergs 1862 erbaut, 97 m weit, als erste Brücke mit Fachwerkbogen beachtenswert. — Kämpfer- und Scheitelgelenke endlich sind erstmals in Österreich und zwar im Jahre 1864 bei einer Brücke über die Wien durch Hermann zur Anwendung gekommen, im Jahre 1867 folgte eine gleichfalls bei St. Denis erbaute Brücke als erste derartige Ausführung in Frankreich. In Betreff der Spannweite war mehrere Jahre lang die Dourobrücke bei Oporto (160 m weit) unübertroffen, bis in Frankreich im Jahre 1881 die Garabit-Brücke mit 165 m Spannweite erbaut wurde.

In Deutschland trat man den gelenklosen Bogenbrücken lange Zeit ablehnend gegenüber, hauptsächlich, weil die Grundlagen der Berechnung zu wenig sicher erschienen[24]); dagegen führte man seit 1869 eine Reihe von Bogenbrücken mit Kämpfer- und Scheitelgelenken aus. Dieselben entsprachen wegen konstruktiver Mängel nicht ganz den in sie gesetzten Erwartungen, so dafs eine ungünstige Meinung über diese Brücken Platz griff. Neuerdings ist es gelungen, auch die Dreigelenkbogen so zu konstruieren, dafs sie allen Anforderungen an Sicherheit und ruhige Fahrt genügen (Berliner Stadtbahn, Mainzer Umführungsbauten). Mit besonderer Vorliebe führte man aber die Bogenträger mit zwei Kämpfergelenken aus. In Deutschland, Frankreich, Nordamerika und anderen Ländern ist eine stattliche Reihe hervorragender Bauten dieser Art erstanden. Hierher gehören die bereits vorstehend erwähnten Brücken über den Douro bei Oporto und die Garabit-Brücke; in Deutschland die schöne Strafsenbrücke über den Rhein bei Mainz (fünf Öffnungen, deren gröfste eine Kämpferweite von 103 m hat), die neuere Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz (zwei Öffnungen von je 107 m), die Hochbrücken über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Grünental (156,5 m, Taf. IV, Abb. 6) und Levensau (163,4 m), die Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms (Abb. 12), sämtlich, mit Ausnahme der letzten, aus Schweifseisen hergestellt.

Die im Laufe des letzten Jahrzehnts sich vollziehende Einführung des Flufseisens in den Brückenbau ermöglichte es, Bogen mit noch gröfseren Stützweiten herzustellen, als die vorerwähnten. Es sind hier von deutschen Brücken besonders zu nennen die 1897 vollendete, von Rieppel erbaute Talbrücke bei Müngsten — eine

[24]) Vergl. Mohr, Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 389.

Abb. 12. *Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms.*[25])



gelenklose Brücke, deren oberer bezw. unterer Bogengurt die Spannweiten von 180 **m** bezw. 160 **m** aufweisen, die von Krohn erbauten Brücken über den Rhein bei Bonn (Abb. 13, Hauptöffnung 188 **m** weit) und bei Düsseldorf (zwei Öffnungen von je 181,25 **m**

Abb. 13. *Strafsenbrücke über den Rhein bei Bonn.*[26])



[25]) Nach einer von der Bauverwaltung hergestellten Photographie.
[26]) Photograph: Th. Schafganz, Bonn.

Weite). Von amerikanischen Brücken werde als eine der neuesten und bedeutendsten die 167 m weite Bogenbrücke über die Niagara-Stromschnellen genannt, welche an Stelle der alten Röbling'schen Hängebrücke in den Jahren 1896/97 von R. S. Buck erbaut worden ist.[27]) Besonders möge hier noch die schöne Brücke „Alexander III.“ über die Seine in Paris erwähnt werden, eine Bogenbrücke mit drei Gelenken, deren Stützweite 107,5 m, deren Pfeilhöhe 6,28 m beträgt. Bei dieser für die Weltausstellung (1900) erbauten Brücke wurden die Hauptbogenträger aus einzelnen Flufseisenstücken hergestellt, die nach Art der Gewölbsteine den Bogen bildeten. Abb. 14 gibt ein Schaubild der Brücke.

Abb. 14. *Brücke Alexander III. in Paris.*



Als eigenartige Neuerung bei den Bogenbrücken ist anzuführen die Konstruktion dieser Brücken mit durch ein Zugband aufgehobenem Horizontalzug. Diese Anordnung ist besonders verwendbar, wenn man bei tiefliegender Fahrbahn der Brücke ein befriedigendes Aussehen geben und die Mittelpfeiler von schiefen Kräften möglichst frei halten will (Mainbrücke bei Kostheim, neue Eisenbahnbrücke bei Worms). — Endlich hat man, ähnlich wie bei den Balkenträgern, auch bei Bogenträgern Auslegerbrücken konstruiert, so den Viaur-Viadukt[28]) in Frankreich (220 m weite Mittelöffnung), die Hawkstreet-Brücke in Albany (N. Y.) in Amerika (110 m weite Mittelöffnung). Die erwähnten Brücken haben Dreigelenkbogen, welche über die Kämpfergelenke hinaus durch Ausleger verlängert sind; die Enden der Ausleger tragen Balkenträger, deren andere Auflager die Endpfeiler bilden; diese Träger sind statisch bestimmt. Eine verwandte, aber zweifach statisch unbestimmte Konstruktion ist die schöne neue Mirabeau-Brücke in Paris[29]); bei derselben sind die Ausleger-Enden auf den Endpfeilern gelagert;

[27]) Barkhausen, Die Bogenbrücke über die Niagara-Stromschnellen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1105.

[28]) Ann. des ponts et chaussées 1899, I. trimestre, S. 57.

[29]) Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 241. — Génie civil 1894. — Engineering news 1896, 12. Nov.

die Mittelöffnung hat 99,34 m Weite bei 6,17 m Pfeil, jede Seitenöffnung hat das Aussehen eines halben Bogens und ist 37 m weit.

Die Hängebrücken. Eigenartige Wandlungen haben die Ansichten über die Konstruktion und Anwendbarkeit der Hängebrücken erfahren.[30]) Diese um die Mitte des Jahrhunderts besonders in Frankreich für gröfsere Spannweiten beliebte Brückenart trat auf Grund der gemachten wenig günstigen Erfahrungen gegen die Balken- und Bogenbrücken später sehr in den Hintergrund. Die mangelnde Steifigkeit sowohl in den Ebenen der Tragwände, wie in den Querschnittsebenen verschuldete dieses Ergebnis. Besonders wenig geeignet stellten sich die Hängebrücken für den Eisenbahnbetrieb heraus; die erste auf dem europäischen Festlande für Eisenbahnbetrieb 1860 erbaute Kettenbrücke über den Donaukanal in Wien von Schnirch mufste wegen ihrer Gebrechlichkeit 1884 wieder abgetragen werden. Auch die alte von Röbling 1851 bis 1855 für Eisenbahnbetrieb erbaute Hängebrücke über den Niagara mit einer 250 m weiten Öffnung ist in den letzten Jahren durch eine Bogenbrücke (vollendet 1897) ersetzt worden, freilich hauptsächlich, weil Umbau in eine zweigleisige Eisenbahnbrücke notwendig wurde. Für eine zweigleisige Brücke mit den meist einseitigen Belastungen und dadurch erzeugten Querschnittsverdrehungen erscheint eine Hängebrücke aber besonders ungeeignet. So ist denn zur Zeit keine einzige Hängebrücke für durchgehenden Eisenbahnbetrieb im Gebrauch. Wenn noch weiter angeführt wird, dafs in den Jahren 1869 bis 1881 fünf französische Hängebrücken eingestürzt sind, so wird das Mifstrauen erklärlich, welches man dieser schönen Brückenform nach solchen Erfahrungen entgegenbrachte. Anderseits fehlte es aber auch nicht an Fortschritten, welche die Fehler der älteren Hängebrücken zu vermeiden strebten. Als wichtigstes Ziel erstrebte man eine ausgiebige Versteifung der Träger auf verschiedene Weise. Eine gute Versteifung wird durch Anordnung des sogenannten Hängefachwerks erreicht; hierbei wird eine Dreieckausfachung zwischen dem Hängegurt (der Kette) und dem an der Fahrbahn liegenden Streckgurt angebracht. Zum erstenmale ist dieses Hängefachwerk, welches genau dem Bogenfachwerk entspricht, an der Lambeth-Brücke in London im Jahre 1862 von Barlow ausgeführt (85 m Weite), kurz darauf (1869) von Schmick bei dem sogenannten eisernen Steg über den Main in Frankfurt mit 69 m weiter Mittelöffnung. Auch der mit dem zweiten Preise ausgezeichnete Entwurf einer Brücke über den Rhein bei Bonn von Kübler in Efslingen (213 m weite Mittelöffnung) zeigt Hängefachwerk.[31]) Eine gleichfalls gute Versteifung wird erreicht durch Anordnung besonderer Versteifungsträger. Mit diesen Versteifungsträgern haben Röbling Vater und Sohn hervorragende Bauwerke ausgeführt, die oben schon erwähnte erste Niagara-Brücke, ferner die 1876 begonnene, 1883 vollendete Brücke über den East-River zwischen New York und Brooklyn mit einer 483 m weiten Mittelöffnung. Auch die neue East-River-Brücke in New York mit 487,6 m weiter Mittelöffnung wird mit Versteifungsträgern konstruiert. Eine andere von Röbling vielfach angewendete Versteifung hat besondere, von den Pfeilern nach der Fahrbahn gehende Hilfsseile; diese Konstruktion führte Röbling zuerst 1867 bei der Brücke über den Ohio in Cincinnati (323 m weit) aus, ferner neben den Versteifungsträgern auch bei der erwähnten East-River-Brücke. Eine Verbindung beider Versteifungen ist jedoch wenig empfehlenswert, da die Kräftewirkung hierbei sehr unklar wird. Endlich möge hier noch erwähnt werden, dafs man die

---

[30]) Mehrtens, Hängebrücken der Neuzeit. Stahl u. Eisen 1897, No. 12, 20, 24.

[31]) Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 57.



Abb. 15. *Hängebrücke über den Monongahela in Pittsburg.*



Hängeträger auch versteift hat, indem man je zwei Ketten durch Gitterstäbe miteinander in Verbindung brachte (Abb. 15). Solche Ketten hat Wendelstadt schon 1836 bis 1839 bei der Weserbrücke in Hameln und 1842 bis 1845 bei der Neckarbrücke in Mannheim (1888 durch die in Abb. 10 dargestellte Konstruktion ersetzt) verwendet, ebenso Schnirch bei der vorerwähnten Donaukanalbrücke in Wien. Zur Zeit gelten die Versteifungen durch Hängefachwerk und besondere Versteifungsträger als die besten, welche auch eine genügend genaue Berechnung gestatten. Die Fortschritte auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues bewegten sich weiter auch in der Richtung, den Aufwand an Baustoff zu den Ketten zu verringern durch Einführung eines möglichst widerstandsfähigen Materials.

In Österreich ist bereits im Jahre 1828 zu dem Karlssteg über den Donaukanal Stahl verwendet, im Jahre 1868 ist die Franz Joseph-Brücke über die Moldau in Prag (147 m weit) mit Stahlketten ausgeführt. Weit bedeutender aber sind die amerikanischen Leistungen auf diesem Gebiete. Die erste, bereits mehrfach erwähnte Niagarabrücke hat noch Draht aus Holzkohleneisen, bei der gleichfalls erwähnten East-River-Brücke sind aber bereits Stahldrahtkabel verwendet. Die Fabrikation des Stahldrahtes hat eine so hohe Stufe erreicht, dafs die Zugfestigkeit 120 bis 150 **kg/qmm** beträgt und man demnach bei dreifacher Sicherheit (für die Kabel) mit 40 bis 50 **kg/qmm** als zulässiger Höchstbeanspruchung der Kabel rechnen kann. Die Verwendung der Kabel für die Hängegurte erscheint deshalb zweckmäfsiger und trotz des hohen Einheitspreises billiger als aus Flufseisen genietete Hängegurte. Bei dem mit dem ersten Preise ausgezeichneten Entwurf von Kübler in Efslingen[32]) für die Donaubrücke am Schwurplatz in Budapest (Taf. IV, Abb. 13)

[32]) Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 305.

Abb. 16. *Drahtseilbrücke in Langenargen.*[33])



waren Stahldrahtkabel mit gröfster Beanspruchung 32,97 **kg/qmm** vorgesehen; die Weite betrug 310 **m**, die Versteifung fand durch in der Mitte 5,7 **m**, an den Auflagern 7,4 **m** hohe Versteifungsträger statt; auch bei seinem mit dem zweiten Preise gekrönten Entwurf für die Bonner Rheinbrücke hat derselbe Verfasser für den Hängegurt Gufsstahlkabel vorgesehen. Eine kleinere Ausführung desselben Ingenieurs, die schöne versteifte Kabelbrücke bei Langenargen am Bodensee mit 72 **m** Stützweite der Kabel zeigt Abb. 16. Auf die Fortschritte in der Ausbildung der Einzelheiten kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden: es möge nur noch auf das in New York geplante Riesenbauwerk der Überbrückung des North-River kurz hingewiesen werden.[34]) Der Verfasser, Lindenthal, will die Brücke mit einer Mittelöffnung von 945 **m** zwischen den Pfeilermitten zunächst für 8 Gleise herstellen; Erweiterung bis auf 14 Gleise ist vorgesehen. Auch in Deutschland bricht sich die Erkenntnis von den grofsen Vorzügen der Hängebrücken mehr und mehr Bahn; sie gestatten tiefliegende Fahrbahn, sind für grofse Spannweiten oft die allein möglichen, meistens die billigsten Brücken und gewähren einen ästhetisch sehr befriedigenden Anblick.

Die beweglichen Brücken. Als neu sind zunächst die Eisenbahn-Schiffbrücken aufgetreten, deren erste im Jahre 1865 von Basler über den Rhein bei Maxau hergestellt worden ist. Grundlegend waren die Vervollkommnungen, welche Schwedler seit 1870 an den Drehbrücken bewerkstelligt hat; durch eigenartige Konstruktionen und aufserordentliche Mafse zeichneten sich die amerikanischen beweglichen Brücken aus. Mustergiltige Drehbrücken von sehr grofsen Abmessungen weist der Kaiser Wilhelm-Kanal auf. — Bei den neueren beweglichen Brücken erfolgt die Bewegung fast ausschliefslich mit Hilfe von Maschinen (mittels Prefswasser, Elektrizität u. s. w.).

Eine besondere Art der Brücken bilden endlich die neuerdings in grofsen Städten erbauten Hochbahnen, fortlaufende Stein- oder meistens Eisenbrücken auf massiven oder eisernen Pfeilern. Zuerst in New York und anderen grofsen amerikanischen Städten erbaut, haben sie auch Eingang in Europa gefunden, nicht nur für Dampf-, sondern auch für elektrischen Betrieb. Elektrische Hochbahnen finden sich z. B. in Liverpool und Berlin, eine Schwebebahn in Elberfeld-Barmen (Abb. 17).

---

[33]) Nach einem von Felten & Guillaume in Mülheim a. Rh. freundlichst zur Verfügung gestellten Original.

[34]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, S. 365.

Abb. 17. *Schwebebahn in Elberfeld-Barmen.*[35])



Es ist in dem Vorstehenden bereits mehrfach gelegentlich auf die wesentlichen Verbesserungen des beim Brückenbau hauptsächlich in Betracht kommenden Baustoffes, des Eisens, hingewiesen. Die erreichten Fortschritte waren nur möglich auf Grund der immer mehr verbesserten fabrikmäfsigen Herstellung des Eisens. Zunächst verliefs man das wenig zuverlässige Gufseisen und wendete sich dem in ausgezeichneter Güte hergestellten Schweifseisen zu, welches vom Beginn der fünfziger Jahre bis Ausgang der achtziger Jahre nahezu ausschliefslich den Eisenbrückenbau beherrschte. Seit dem Ende der sechziger Jahre aber trat das Flufseisen als Wettbewerber auf und nach anfänglichen Mifserfolgen ist es dem neuen Baustoff gelungen, in schwerem Kampfe das Schweifseisen auf der ganzen Linie aus dem Felde zu schlagen. Heute wird — dank der hohen Stufe, auf welche die Hüttentechnik die Flufseisenfabrikation gehoben hat, — im Brückenbau fast nur noch Flufseisen verwendet, nachdem man gelernt hat, das schwierig zu bearbeitende Material richtig zu behandeln. Sowohl Martin-Eisen, wie neuerdings auch Thomas-Eisen werden zu Brücken verarbeitet, vielfach wird freilich das erstere noch vorgezogen. Fast alle neueren Brücken in Amerika sind in Flufseisen (franz. *acier doux*, engl. *soft steel*), ausgeführt; desgleichen eine grofse Zahl in Europa, so die Forth-Brücke in Schottland, die Donaubrücke bei Cernavoda, die neue Karola-Brücke in Dresden, die König Karl-Brücke in Stuttgart, die Rheinbrücken bei Bonn, Düsseldorf und Worms, die Talbrücke bei Müngsten.

Die Herstellungsschwierigkeiten einer Brücke wachsen mit der Spannweite und zwar in weit höherem, als einfachem Verhältnis. Man kann demnach das Wachsen der Spannweiten der Brücken als das die Entwickelung des Brückenbaues am besten kennzeichnende Moment durch eine aus ganz runden Zahlen gebildete Zusammenstellung wie folgt vorführen. Vereinzelt vorkommende Fälle sind hierbei nicht berücksichtigt.

[35]) Faksimile-Reproduktion nach Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, Textblatt 19.

Es gingen die Spannweiten

römischer Steinbrücken	etwa	bis	25	m
steinerner Brücken des Mittelalters und der neueren Zeit	„	„	50	„
hölzerner und gufseiserner Brücken	„	„	75	„
der Brücken aus Schweifseisen anfangs	„	„	100	„
später	„	„	150	„
Dagegen betragen die Spannweiten der gröfsten neuen Brücken, bei welchen Flufseisen bezw. Stahl verwendet ist, in runder Zahl	„	„	500	„

Näheres geht aus der nachstehenden Zusammenstellung hervor. Die betreffenden Mafsangaben sind gröfstenteils abgerundete Zahlen.[36])

Brücken mit bedeutenden Spannweiten sind:

die Brücke über das Petrus-Tal in Luxemburg, gewölbt, 84,65 m Spannweite,
die Cabin-John-Brücke bei Washington, gewölbt, 67,5 m Spannweite,
die Brücke über die Limmat bei Wettingen, hölzernes Hängesprengwerk, 120 m Spannweite,
die Drehbrücke zu Brest, eiserne Strafsenbrücke, die beiden Flügel stofsen in geschlossenem Zustande in der Mitte zusammen, 106 m Spannweite,
die Brücke über den Leck bei Kuilenburg, schweifseiserne Balkenbrücke, Halbparabelträger (Halbparallelträger), 150 m Spannweite,
die Poughkeepsie-Brücke über den Hudson, schweifseiserne Balkenbrücke (Auslegerträger), 160 m Spannweite,
die Garabit-Brücke (Frankreich), schweifseiserne Bogenbrücke, 165 m Spannweite, die Bahn 122 m über Niedrigwasser des Garabit,
die Hochbrücken über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Grünental (Bogenbrücke, Schweifseisen), 156 m Spannweite, und Levensau (Bogenbrücke, Schweifseisen), 163 m Spannweite,
die neue Bogenbrücke über den Niagara, 168 m Spannweite,
die Talbrücke bei Müngsten (Flufseisen), 160 m bezw. 180 m Spannweite,
die Rheinbrücken bei Bonn und Düsseldorf (flufseiserne Bogenbrücken), 188 m bezw. 181 m Spannweite,
die Brücke über den East-River bei New York, Drahtseil-Hängebrücke (Stahl), 483 m Spannweite,
die neue Brücke über den East-River (versteifte Hängebrücke), 488 m Spannweite,
die Brücke über die Donau bei Cernavoda (Auslegerträger), 190 m Spannweite,
die Brücke über die Viaur in Frankreich (Auslegerbogen), 220 m Spannweite,
die Forth-Brücke, Träger mit freiliegenden Stützpunkten (Stahl), 521 m Spannw.,
die Hudsonbrücke bei New York, versteifte Hängebrücke (Projekt), 945 m Spannweite.

Brücken mit sehr hoch liegender Brückenbahn sind:

der Trisana-Viadukt der Arlberg-Bahn, 86 m über dem Wasserspiegel des Trisana-Baches hoch, die bereits oben genannte Garabit-Brücke und die Talbrücke bei Müngsten (106 m über dem Wasserspiegel der Wupper).

---

[36]) Über sonstige Brücken von ungewöhnlichen Abmessungen vergl. Rziha, Eisenbahn-Unter- u. Oberbau. Wien 1877. S. 169, 171, 176, 233, 477, 480; ferner Gleim, Der amerikanische Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 75. — Mehrtens, Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 357. — Weyrauch, Zeitschr. f. Bauw. 1901.

Endlich Brücken mit sehr hohen Pfeilern:
Der Göltschtal-Viadukt, 80 m hoch,
der Aquadukt von Lissabon, 85 m hoch, beide mit Steinpfeilern,
die Brücke über die Kinzua-Schlucht (Erie-Bahn), 91,8 m hoch,
der Pecos-Viadukt in Texas, 100 m über dem Wasserspiegel hoch.
Die zuletzt genannten Bauwerke haben eiserne Pfeiler.

§ 6. Arten, Benennungen, Hauptteile. Die Brücken werden unter Zugrundelegung verschiedener Gesichtspunkte eingeteilt; die wichtigste Einteilung ergibt sich aus dem Zweck derselben.

Brücken werden notwendig, wenn zwei Verkehrswege (natürliche oder künstliche) einander in verschiedenen Höhen kreuzen und der Verkehr auf jedem derselben möglich bleiben soll. Der obere Verkehrsweg kann eine Strafse, eine Eisenbahn, ein Kanal, ein Fufspfad, der untere Verkehrsweg dasselbe oder ein Flufs, Strom, selbst ein Meeresarm sein. Diese Mannigfaltigkeit wird dadurch noch gesteigert, dafs die Brücken in ihrem oberen Teile nicht selten mehr als eine Art von Verkehrswegen, mitunter mit Hinzutreten einer Wasserleitung, tragen und dafs unter der Brücke sich ebenfalls Wasserläufe und verschiedene Verkehrswege befinden können. Beispielsweise kommen Brücken vor, welche Fufswege, eine Strafse, eine Wasserleitung und eine Eisenbahn aufnehmen, dabei aber einen Flufs und daneben befindliche Wege überschreiten.

Bevor weiteres über die verschiedenen Brückenarten gesagt wird, sollen die Hauptteile der Brücken namhaft gemacht werden. Man unterscheidet die Pfeiler mit ihrem Grundmauerwerk und den Überbau; bei letzterem sind zu nennen das Tragwerk der Brücke und die Brückenbahn.

Die Brückenbahn nimmt die Verkehrslasten direkt auf und übergibt dieselben, vermehrt um ihr eigenes Gewicht, weiter an das Tragwerk. Dieses geschieht meistens mittels eines Zwischengliedes und man unterscheidet dementsprechend bei den steinernen Brücken die eigentliche Brückenbahn und eine unterhalb derselben befindliche Ausfüllung, bei den eisernen Brücken die Fahrbahndecke und die Fahrbahntafel. Bei den hölzernen und eisernen Brücken besteht das Tragwerk aus den Hauptträgern und den Zwischenkonstruktionen (Querträgern, Längsträgern II. Ordnung, Wind- und Querversteifungen u. s. w.) Der Überbau bewirkt demnach die Übertragung der Lasten auf die stützenden Pfeiler; diese geben die um ihr eigenes Gewicht und um das Gewicht ihrer oberen Teile vermehrten Lasten an die Grundmauern ab. — Bei Brücken, welche künstliche Wasserläufe überführen, tritt eine Wasserleitung bezw. ein Schiffahrtskanal an die Stelle der Brückenbahn.

Eine Teilung der Brücke der Quere nach ergibt sich, wenn auf derselben verschiedene Verkehrswege nebeneinander liegen, ohne weiteres, und in ähnlicher Weise ergibt sich eine Teilung der Länge nach zunächst aus den Anforderungen, welche die unter der Brücke befindlichen Wege und Wasserläufe stellen. Man hat Endpfeiler, Brückenöffnungen und Mittelpfeiler zu unterscheiden, macht auch einen Unterschied zwischen Strombrücke und Flutbrücke; als Flutbrücke bezeichnet man den Teil der Brücke, dessen Öffnungen nur vom Hochwasser durchströmt werden. Nicht selten sind auch Nebenanlagen vorhanden, so die sogenannten Brücken-Kolonnaden, welche früher auf einigen Brücken Berlins waren, auch die berühmte Rialto-Brücke in Venedig ist in ähnlicher Weise ausgestattet. — Bemerkt mag noch werden, dafs man bei den Endpfeilern den rechtsseitigen und den linksseitigen, bei den Mittelpfeilern den ersten, zweiten, dritten u. s. w. unterscheidet.

Auf die Einteilung der Brücken zurückkommend sei nun bemerkt, dafs dieselben bezüglich ihres Überbaues entweder fest oder beweglich konstruiert werden. Brücken mit beweglichem Überbau können der Landesverteidigung wegen erforderlich werden, insofern dieselbe verlangt, dafs an gewissen Stellen der Strafsenverkehr unter Umständen eingestellt werde; viel häufiger aber werden solche Brücken des Wasserverkehrs wegen bei tiefliegender Fahrbahn erforderlich, um das Durchfahren der Schiffe zu ermöglichen. Man hat auch die auf schwimmenden Stützen ruhenden Brücken, also die sogenannten Schiffbrücken, zu den beweglichen zu rechnen, weil diese gleichfalls für das Durchlassen von Schiffen eingerichtet zu sein pflegen.

Bei den festen Brücken ergibt sich eine wichtige Scheidung nach dem hauptsächlich verwendeten Baustoff. Es handelt sich hierbei vorzugsweise um den zum Überbau benutzten Baustoff und man nennt beispielsweise eine Brücke mit einem Überbau aus Holz bezw. Eisen auch dann eine hölzerne bezw. eiserne, wenn die Pfeiler aus Stein hergestellt sind. Die Teilung der festen Brücken in steinerne, hölzerne und eiserne ist bei der Bearbeitung dieses Werkes in üblicher Weise in den Vordergrund gestellt, so zwar, dafs der Schwerpunkt des I. und II. Bandes in der Besprechung der steinernen und der hölzernen Brücken, der Schwerpunkt der übrigen Bände in der Besprechung der eisernen Brücken liegt. Steinerne und eiserne Brücken sind fast immer endgiltig hergestellte Bauwerke; dagegen unterscheidet man bei den Holzbrücken zeitweilige, also für vorübergehende Zwecke hergestellte, und endgiltige Bauwerke. Einstweilige Brücken kommen ferner als Schiffbrücken für militärische Zwecke und als Seilbrücken vor. Die Seilbrücken sind indessen so selten, dafs es nicht erforderlich ist, näher auf dieselben einzugehen.[37])

Aus der Art und Weise, wie der Überbau auf die Pfeiler wirkt, ergibt sich die wichtige Einteilung in Balkenbrücken, Stützbrücken und Hängebrücken. Balkenbrücken sind alle diejenigen, deren Überbaue unter der Einwirkung einer lotrechten Belastung lediglich lotrechte Pressungen auf die Pfeiler ausüben. Die Überbaue der Stützbrücken und der Hängebrücken üben dagegen auf die Pfeiler Kräfte aus, welche gegen die Lotrechte geneigt sind und welche demnach in eine lotrechte und eine wagerechte Seitenkraft zerlegt werden können. Diese letztere ist bei den Stützbrücken nach aufsen, bei den Hängebrücken nach innen (stromwärts) gerichtet. Die Stützbrücken sind meistenteils Bogenbrücken, seltener Sprengwerkbrücken, das Wort Stützbrücke ist eine diesen Konstruktionen gemeinsame Bezeichnung.

Es wird nicht beabsichtigt, hier die Einteilung der Brücken in Klassen noch weiter zu verfolgen, manche Bezeichnungen können als bekannt vorausgesetzt werden, andere bedürfen kaum einer Erklärung. Das erstere gilt von den Bezeichnungen gerade Brücke, schiefe Brücke; offene Brücke, bedeckte (oder überdachte) Brücke; Bach-, Fufsgänger-, Strombrücke u. s. w. Das letztere gilt von den Bezeichnungen Flach- und Hochbrücke; die Grenze zwischen den zuletzt genannten Arten kann man etwa da ziehen, wo die Höhe der Brückenöffnung gleich ihrer Lichtweite ist.

Wenn eine Brücke bestimmt gekennzeichnet werden soll, so läfst sich dies in der Regel nur durch Umschreibung bewerkstelligen. Es empfiehlt sich, hierbei zuerst den Verkehrsweg anzugeben, welchem die Brücke dient, und dann den Wasserlauf oder den Verkehrsweg, welcher überschritten wird (vergl. die Bezeichnungen auf Taf. I bis III).

[37]) Man vergl. über Seilbrücken: Cresy, Encyclopaedia of civil engineering, S. 1392 und Rziha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, Bd. II, S. 250.

Für oft vorkommende Bauwerke haben sich indessen auch einige kurze und zutreffende Benennungen eingebürgert. Fufsgängerbrücken darf man kurzweg Stege nennen und für die Fufswegunterführungen der Eisenbahnen empfiehlt sich das Wort Durchgang. Man versteht ferner unter Durchlafs ein kleines, höchstens 2 m weites, zur Überschreitung eines Wasserlaufes dienendes Bauwerk und man spricht beim Eisenbahnbau von Wege- und Bahn-Überführungen, sowie von Wege- und Bahn-Unterführungen. Eine Wege-Unterführung kann man kürzer eine Durchfahrt nennen; früher wurde wohl die Bezeichnung Brücktor gebraucht. Die Benennung Viadukt hat sich für jene Bauwerke von ansehnlicher Höhe eingebürgert. mit deren Hilfe Täler überschritten werden, „Talbrücke“ ist jedoch ebenso kurz und zutreffender. — Unter Aquadukt oder Aquädukt (genauer Aquadukt-Brücke) sollen die Brücken verstanden werden, welche Wasserleitungen tragen, wonach ein Unterschied zwischen diesen und den Kanalbrücken gemacht werden wird.

Die kleinsten Brücken, welche in Verkehrswegen vorkommen und dadurch kenntlich sind, dafs Überbau, Stützen und Fundamente zu einem ganzen verschmelzen, pflegen Kanäle genannt zu werden. Die Konstruktion dieser Bauwerke, welche bei Eisenbahnen nicht selten als sogenannte Rampenkanäle auftreten, und die Konstruktion der sogenannten Röhrendurchlässe, d. h. der aus eisernen Röhren gebildeten Durchlässe, lehnt sich einerseits an diejenige der Brücken, andererseits an die der bedeckten Wasserleitungen an. Von einer Besprechung derselben in vorliegendem Bande ist Abstand genommen worden.

Um nachzuweisen, wie häufig Brücken und Kanäle vorkommen, sei folgendes bemerkt. Aus der Statistik der Eisenbahnen Deutschlands für das Betriebsjahr 1901 ergibt sich, dafs für die normalspurigen Eisenbahnen des Deutschen Reiches ausgeführt waren (in abgerundeten Zahlen):

Durchlässe unter dem Bahnkörper bis einschliefslich 2 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	93717	Stück
Brücken von 2 bis einschliefslich 10 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	11570	„
Wegeüberführungen	4049	„
Wegeunterführungen	11866	„
Brücken von 10 bis einschliefslich 30 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	2815	„
Brücken über 30 m Lichtweite der einzelnen Öffnungen	529	„
Viadukte	446	„

Es waren sonach bis zum bezeichneten Jahre nahezu 94000 Durchlässe und 31315 Brücken im Deutschen Reich für Eisenbahnzwecke, abgesehen von den Bauwerken für schmalspurige und für Industriebahnen, erbaut. Die entsprechende Länge der Eisenbahnen war 51092 km. Die für oben bezeichnete Brücken und Durchlässe aufgewendeten Baukosten belaufen sich auf 1383000000 M., und für die angegebenen Über- und Unterführungen, jedoch einschliefslich der Kosten für 84140 Wegeübergänge, sind 341000000 M. aufgewendet.

Schliefslich mögen noch die Landungsbrücken erwähnt werden, welche, von einer festen und einer schwimmenden Stütze getragen, den Übergang von den festen Brücken zu den Schiffbrücken bilden. Im Anschlufs hieran wird bemerkt, dafs bei Seebädern

mitunter brückenartige Bauwerke quer über den Strand hergestellt werden, um den Badegästen eine Wandelbahn zu verschaffen[38]), und daſs einige Bauwerke zur Ausführung gekommen sind, bei welchen eine Verkehrsbahn auf einer der Länge nach durchlaufenden Mauer oder Felsbank, von eisernen Konsolen getragen, ruht.[39]) Auch die auf eisernen Schraubenpfählen hergestellten Landebrücken, die unter Umständen sehr groſse Länge erhalten und quer in den Strom bezw. die See hinein gebaut werden, gehören hierher.[40])

Fähren und Trajektanstalten sind hier insofern zu erwähnen, als dieselben bezüglich ihres Zwecks mit den Strombrücken nahe Verwandtschaft haben. Es werden dementsprechend auch gewisse den Fährdienst vermittelnde Anordnungen „fliegende Brücken" genannt. Man findet eine kurze Besprechung der Fähren im dritten Teile dieses Werks (2. Aufl.), Kap. IX, § 37 (3. Aufl. Kap. X, § 14) und eine ausführlichere der Trajektanstalten im ersten Bande des Handbuchs für spezielle Eisenbahntechnik (4. Aufl.), Kap. XIX, auch Rziha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, S. 502 ist zu vergleichen. Bei den Vorstudien für einen Brückenbau tritt mitunter die Frage auf, ob dem Verkehrsbedürfnis etwa durch eine Fähranlage genügt werden kann; häufiger wird es sich aber um einen Ersatz der Fähren durch Brücken handeln, weil die ersteren wenig mehr als ein Notbehelf sind. Immerhin wird man unter besonderen Verhältnissen auf die Fähren zurückgreifen, wenn die Brücken unverhältnismäſsig teuer werden; so sind bei dem Nord-Ostsee-Kanal 16 Fähren ausgeführt worden.[41])

Als Übergang von den Fähren zu den Brücken sind die „rollenden Fähren" zu nennen, von welchen bei Besprechung der beweglichen Brücken im Anschluſs an die Rollbrücken das Erforderliche gesagt werden wird.

§ 7. Untersuchung des Verkehrs, der Bodenbeschaffenheit und der Bodengestaltung. Die bei den Brücken vorkommenden Arbeiten scheiden sich in Vorstudien, Bearbeitung des Entwurfs, Ausführung und Unterhaltung. Hier wird zunächst eine Übersicht über die Voruntersuchungen und die allgemeinen Vorarbeiten gegeben, das folgende Kapitel wird sich vorzugsweise mit dem Entwurf und das dritte Kapitel mit der Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken beschäftigen. Viele der Untersuchungen betreffen nicht ausschlieſslich den Brückenbau; es können deshalb verschiedene Punkte unter Verweisung auf andere Teile des Handbuchs kurz behandelt werden.

Das Gesagte gilt besonders von den Voruntersuchungen über den Verkehr, welchen die Brücken zu vermitteln haben, sowie von der Untersuchung der Bodenbeschaffenheit und der Bodengestaltung. Hieraus ergab sich die Zusammenfassung dieser verschiedenartigen Gegenstände in einen Paragraph.

Hinsichtlich des Verkehrs sind zu erörtern: der Verkehr des auf der Brücke befindlichen Weges und der Verkehr, der unter der Brücke stattfindet. Dabei ist auch die zukünftige Entwickelung des Verkehrs zu beachten.

---

[38]) Über eine derartige Anlage bei Sea-View (Insel Wight), welche nebenbei noch Verkehrszwecken dient, vergl. Engng. 1881, Juni, S. 609.

[39]) Vergl. Leibbrand, Überhängendes Straſsentrottoir in Wildbad. Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 501 und eine Mitteilung über eine Konsolbrücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 297.

[40]) Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279—282. — Ann. des ponts et chaussées 1884, Nov.

[41]) Löwe, Der Nord-Ostsee-Kanal. S. 30.

Bei Eisenbahnbrücken für eingleisige Hauptbahnen beschränken sich die Untersuchungen hauptsächlich auf die Frage, ob die Herstellung eines zweiten Gleises in Aussicht genommen werden mufs. Hierüber ist der erste Teil dieses Handbuchs zu vergleichen. Bei Brücken in der Nähe von Städten ist zu untersuchen, ob ein öffentlicher Fufsweg oder eine Strafsenfahrbahn mit der Eisenbahnbrücke in Verbindung zu setzen ist. Das Gewicht der in Betracht zu ziehenden Lokomotiven und Güterwagen wird in der Regel gegeben sein; es wird jedoch empfohlen, auf die mögliche Vergröfserung der Verkehrslasten Rücksicht zu nehmen. Bei einer grofsen Zahl eiserner Brücken sind bereits schwierig und teuer auszuführende Verstärkungen nötig geworden, weil heute schwerere Lokomotiven verkehren, als zur Zeit der Erbauung dieser Brücken.

Bei Brücken für Nebenbahnen können ausgedehntere Untersuchungen erforderlich werden. Dieselben haben die Gröfse des zu erwartenden Verkehrs und den Fahrplan zum Ausgangspunkt zu nehmen; durch einen Vergleich beider ergibt sich die Stärke der zu erwartenden Züge und aus dieser, unter angemessener Berücksichtigung der Steigungsverhältnisse der Bahn, das Gewicht der zu verwendenden Lokomotiven. Hierdurch ist alsdann ein Hauptmoment für die Feststellung der Brückenbelastungen gegeben. Diese Untersuchungen können hier nicht in ihren Einzelheiten verfolgt werden, man findet Einschlägiges in von Kaven, Anleitung zum Projektieren von Eisenbahnen, S. 111 (Das Betriebsmaterial in seinen Beziehungen zur Bahn) und S. 137 (Erwägungen und Vorarbeiten für eine sekundäre Bahn in gebirgigem Terrain).

Strafsenbrücken, welche weit entfernt von gröfseren Orten liegen, veranlassen in der Regel keine besonderen Untersuchungen über den Verkehr, höchstens wäre zu erwägen, ob etwa bei der betreffenden Strafse und der zu erbauenden Brücke auf demnächstige Mitverwendung für eine Nebenbahn Rücksicht zu nehmen ist. Dagegen mufs bei städtischen Brücken der Verkehr sorgfältig berücksichtigt werden, u. a. deshalb, weil die Gröfse desselben bedingend für die Fahrbahnkonstruktion sein sollte, welche ihrerseits grofsen Einflufs auf das Eigengewicht der Brücken hat. Auch die Frage, ob ungewöhnlich schwere Fuhrwerke, z. B. auf Wagen geladene Lokomotiven, über die Brücke zu befördern sein werden, ist in Betracht zu ziehen. Von besonderer Wichtigkeit aber ist der Erfahrungssatz, dafs die Einwohnerzahlen und somit der Verkehr um so rascher zunehmen, je gröfser eine Stadt ist. Brücken in grofsen Städten sollten deshalb unter sorgfältiger Berücksichtigung der Zunahme des Verkehrs entworfen werden, mit Rücksicht auf anzulegende Pferdebahnen und elektrische Bahnen beispielsweise auch dann, wenn solche zur Zeit der Erbauung der Brücke noch nicht vorhanden sind.

Weniger schwierig, als die vorhin genannten, sind die Untersuchungen über den Verkehr auf den unteren Wegen. Hinsichtlich der Landstrafsen wird in der Regel nur in Betracht kommen, ob auf das Durchfahren ungewöhnlich hoher Gegenstände und auf die Beförderung von Langholz Rücksicht genommen werden mufs. — Anders liegt die Sache bei den Wasserstrafsen. Schon der Umstand, ob und in welcher Weise Flöfserei auf dem zu überbrückenden Wasserlaufe stattfindet, hat wesentlichen Einflufs auf den Brückenentwurf, weil in diesem Falle ein besonderes Gewicht auf weite Brückenöffnungen zu legen ist (vergl. § 11). Bezüglich der Schiffahrt ist zu untersuchen, ob dieselbe die Anlegung von Leinpfaden unter der Brücke erfordert, ein besonderes Augenmerk ist aber auf die Hochmafse der Schiffe und ihrer Masten zu richten und es ist festzustellen, ob in Betreff der letzteren Veränderungen oder Einschränkungen zulässig

sind. Näheres wird in § 11 dieses Kapitels, unter „Flufs- und Strombrücken“ angegeben werden.

Die Ermittelungen über Flöfserei und Schiffahrt sind auch für die Bauausführungen von Belang, insofern es sich darum handelt, ob und in welcher Ausdehnung die Baustoffe auf dem Wasserwege bezogen werden können.

Genaue Kenntnis der Bodenbeschaffenheit ist von grofser Wichtigkeit für Entwurf und Ausführung der Brücken. Von der Bodenbeschaffenheit hängen die Tiefenlage der Pfeilerfundamente und das Gründungsverfahren ab, diese haben aber ihrerseits auf die Kosten des Pfeilerbaues, die Kosten der Pfeiler aber auf die Wahl der Spannweiten erheblichen Einflufs.

Das Verfahren bei Bodenuntersuchungen und die hierbei zu benutzenden Vorrichtungen sind im ersten Teile dieses Handbuchs (3. Aufl.), Kap. III, § 5 und ferner im vierten Teile desselben (2. Aufl.) Kap. IV, welches das Tiefbohren behandelt, eingehend besprochen, einige ergänzende Bemerkungen mögen indessen hier Platz finden. Eine gründliche Untersuchung des Bodens läfst sich weder durch Bohrungen allein, noch durch ausschliefsliche Anwendung von Schürflöchern (Probelöchern) bewerkstelligen, man hat vielmehr von beiden Mitteln Gebrauch zu machen, indem man einige Hauptpunkte durch Schürflöcher erschliefst und aufserdem in geeigneten Abständen von denselben Bohrungen anordnet.[42]) Die Fugen der Verpfählungen der Schürflöcher sollen soweit offen sein, wie die Beschaffenheit des Bodens es gestattet, weil andernfalls das Fallen der Schichten sich nicht genau genug erkennen läfst. Es mag auch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs die Bohrtechnik sich bereits zu einem besonderen Zweige des Ingenieurwesens entwickelt hat, so dafs es sich bei ausgedehnten und schwierigen Bohrungen empfiehlt, geschulte Hilfskräfte heranzuziehen, namentlich auch, weil die Bohrungen im Flufsbett und in der Nähe desselben durch Wasser nicht wenig erschwert werden. Sache des Ingenieurs ist es, eine angemessene Vornahme der Bohrungen anzuordnen, sowohl bezüglich der Tiefe der Bohrlöcher, wie bezüglich ihrer Anzahl und der Gröfse des der Bohrung unterworfenen Feldes. Das letztere darf nicht auf die Brückenbaustelle beschränkt werden, wegen der Wechselwirkung zwischen einer Brücke und den angrenzenden Erdkörpern ist die ganze Nachbarschaft der Brücke eingehend zu untersuchen. — Auch sind Ermittelungen über die in der Nachbarschaft vorhandenen Baustoffe, insbesondere über die Bausteine, anzustellen. Derartige Untersuchungen können unter Umständen auf die Anordnung des Bauwerks bestimmenden Einflufs haben.[43])

Wesentlich ist, dafs die Ergebnisse der Bohrungen gründlich und wissenschaftlich verarbeitet werden. Es sollten die Vertreter der Geologie stets in Kenntnis gesetzt werden, wenn Bohrungen vorgenommen werden, teils im Interesse der Geologie, teils im Interesse des Baues, weil ein Geognost von Fach fast stets in der Lage ist, das geognostische Profil zuverlässiger zu ermitteln, als ein Ingenieur, und weil eine bestimmte, dem geognostischen Gebrauch entsprechende Bezeichnung der erschlossenen Bodenarten statt der mitunter vorkommenden ungenauen Bezeichnungen derselben eintritt. Es empfiehlt sich ferner, manche Bohrproben einer genaueren Untersuchung zu unterziehen. Dies gilt u. a. von den durchlässigen Bodenarten, für welche die üblichen Bezeichnungen

---

[42]) Vergl. Tiefenbacher, Die Rutschungen. Wien 1880. S. 31.

[43]) Vergl. Völker, Erdarbeiten und Viadukte der Bahn Schopfloch-Freudenstadt. Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 149; ferner Ebermayer u. Weikard, Die massiven Brücken der Bahnstrecke Stockheim-Ludwigsstadt-Eichicht. Daselbst S. 469.

(Kies, grober Sand, feiner Sand u. s. w.) sehr wenig sagen. Es kann nützlich sein, derartige Stoffe durch Sieben in ihre Bestandteile zu zerlegen und Bestimmungen der Korngröfsen vorzunehmen, wie dies bei den Untersuchungen über Wassergewinnungsanlagen üblich ist. Manche Erfahrungen, welche bei Gründungen gemacht werden, die unter Zuhilfenahme vom Wasserschöpfen vor sich gehen, würden durch eine derartige genauere Untersuchung der betreffenden durchlässigen Bodenarten an Wert gewinnen.

Im Anschlufs an Vorstehendes soll noch erwähnt werden, dafs es zwar bislang wenig üblich ist, bei Vorarbeiten für Brückenbauten auch Untersuchungen über das Auftreten des Grundwassers anzustellen, dafs aber diesem Punkte sorgfältige Beachtung geschenkt werden sollte. Das Grundwasser wird zwar nur selten eine unmittelbare Einwirkung ausüben, um so bedeutsamer sind aber die mittelbaren Wirkungen desselben, insbesondere die Rutschungen der an die Brücken tretenden Erdkörper, welche ihrerseits jene nicht selten in Mitleidenschaft ziehen. Wenn beispielsweise in dem aus tonigem Boden und Steinen bestehenden Gehängeschutt eines Tales zahlreiche Quellchen vorhanden sind, so hat eine Stauung ihres Wassers durch das Mauerwerk einer Brücke in Verbindung mit der Mehrbelastung des Bodens durch den benachbarten Erdkörper Rutschungen zu fast unvermeidlicher Folge. Ein verwandter Fall liegt vor, wenn ein Tal mit feuchtem, tonigen Untergrunde von einem Bahndamme, in welchem sich Durchlässe oder Durchfahrten befinden, durchsetzt wird. Auch in diesem Falle kann eine Störung der Grundwasserbewegung eintreten und Rutschungen im Dammkörper nebst Beschädigungen der darin liegenden Bauwerke veranlassen. Es sind sonach an die Untersuchung der Bodenbeschaffenheit auch solche über das Verhalten des Grundwassers anzuschliefsen.

§ 8. Untersuchung des zu überbrückenden Wasserlaufs. Die vorhin erwähnten Arbeiten sind solche, deren eingehende Besprechung dem ersten Teile dieses Handbuchs anheimfällt, die nunmehr zu erörternden gehören dem Wasserbau an und man findet die bezüglichen Einzelheiten im dritten Teile, insbesondere im II. Kapitel desselben bei Besprechung der geodätischen und hydrometrischen Arbeiten (S. 126 u. ff. der 3. Aufl.) Entsprechend dem gewöhnlichen Vorkommen der Brücken sind hier vorzugsweise die natürlichen Wasserläufe des Binnenlandes zu berücksichtigen und es soll vorausgesetzt werden, dafs eine gröfsere Aufgabe des Brückenbaues vorliege. Die Vereinfachungen, welche bei kleineren Bauwerken und bei Brücken über künstliche Wasserläufe zulässig sind, ergeben sich leicht.

Jene Arbeiten bestehen in der Beschaffung von Karten, Längen- und Querprofilen des Wasserlaufs, in der Anstellung von Wasserstandsbeobachtungen, in Geschwindigkeitsmessungen, endlich in den sogenannten Konsumtionsermittelungen. Der angegebenen Reihenfolge nach soll hier das hervorgehoben werden, was für einen Brückenbau von besonderer Bedeutung ist.

An Kartenmaterial kann nicht leicht zuviel beschafft werden und es sind sowohl hydrographische Karten (wegen Bestimmung der Niederschlagsgebiete), wie Übersichts- und Sonderkarten der betreffenden Stromstrecke von grofsem Nutzen. Auch die geognostischen Karten haben, wie die Forschungen Belgrands beweisen, Bedeutung für den Brückenbau (vergl. § 11). Falls Karten erhältlich sind, welche den Zustand des Flusses in früheren Jahren und selbst in früheren Jahrhunderten darstellen, so ist dies erwünscht, denn diejenigen Flufsstrecken, welche eine gewisse Unveränderlichkeit der

Gestaltung zeigen, werden sich in der Regel zur Überschreitung am besten eignen. Eine Nachmessung des vorhandenen Bettes und die Eintragung der Messungen in die Karten ist gewöhnlich unerläfslich.

Stromkarten sind in der Regel leicht zu erhalten, schwieriger wird nicht selten die Beschaffung der Längenprofile. Es ist oft erforderlich, für die Zwecke eines Brückenbaues besondere Erhebungen über die Flufsgefälle, namentlich über die Gefälle bei hohen Wasserständen, zu veranstalten, indem man Hochwassermarken aufsucht, einnivelliert und miteinander vergleicht.[44]) Es ist dann schon zum voraus ein Augenmerk darauf zu richten, ob und in welchem Grade die Veränderungen des Längenprofils, welche der Brückenbau im Gefolge hat, zu Bedenken Veranlassung geben. Auch die Höhenverhältnisse bei etwaigen Mühlen, sowie die Höhenlage der Kronen etwa vorhandener Deiche sind mit Sorgfalt zu ermitteln.

Die Aufnahme von Flufs-Querprofilen ist eine bei der Vorbereitung eines Brückenbaues gewöhnlich vorkommende Arbeit, weil ältere Querprofile infolge der Veränderungen, welchen die Flufsbetten zu unterliegen pflegen, in der Regel nicht verwendbar sind. Dabei ist die ganze Flufsstrecke, welche für die Wahl der Überschreitungsstelle in Betracht kommt, der Messung zu unterziehen und es sind die Queraufnahmen mindestens bis zur Grenze des Überflutungsgebietes auszudehnen. Man stellt hieraus Tiefenkarten des ganzen Gebiets dar, in welchen die Lage des Talwegs sich ergibt, indem man die Projektionen der zusammengehörigen tiefsten Punkte der Querprofile miteinander verbindet. Diese Linien sind für den Brückenentwurf von Wichtigkeit. Mit Hilfe jener Karten läfst sich auch feststellen, ob bei höheren Wasserständen sich Neben-Talwege bilden und es ist die Lage derselben gleichfalls in die Karten einzutragen. Ein besonderes Augenmerk ist auf vorkommende Stromengen und auf die Durchflufsöffnungen ausgeführter Brücken zu richten, weil sich hieraus Anhaltspunkte für die Bestimmung der Lichtweiten der zu entwerfenden Brücke ergeben können.

Regelmäfsige Wasserstandsbeobachtungen werden bekanntlich an allen schiffbaren Flüssen seit geraumer Zeit, neuerdings auch an geeigneten Punkten kleinerer Wasserläufe angestellt und es kann auf die Benutzung der betreffenden Tabellen gerechnet werden. In Verbindung mit den Ermittelungen über die Gefälleverhältnisse dienen jene Beobachtungen zur Bestimmung der für den Brückenbau mafsgebenden Wasserstände. Es ist jedoch oft zu empfehlen, in der für die Flufsüberschreitung in Aussicht genommenen Strecke einen oder mehrere Pegel — wenn auch nur zu vorübergehendem Gebrauch — setzen und beobachten zu lassen.

Die Wasserstände, welche für ein Brückenprofil besondere Bedeutung haben, sind:

der bekannte höchste (eisfreie) Wasserstand, welcher nicht selten die Höhenlage des Überbaues, jedenfalls aber die Höhenlage der Deckschichten der Pfeilervorköpfe bedingt,

der höchste schiffbare Wasserstand, d. h. derjenige Wasserstand, bei welchem dem Gebrauche oder bestehenden Vorschriften entsprechend die Schiffahrt, insbesondere die Dampfschiffahrt, eingestellt wird,

der in der Regel mit der Vegetationsgrenze zusammenfallende mittlere Sommerwasserstand, welcher für etwa vorkommende Stromregulierungswerke mafsgebend ist, endlich

der bekannte niedrigste Wasserstand, welcher bei manchen Gründungsarten bestimmend für die Höhenlage hölzerner Bauteile ist.

---

[44]) Vergl. Heyne, Das Trassieren von Eisenbahnen (4. Aufl.). Wien 1872. S. 123.

Es liegt aber im Interesse der Bauverwaltung, die Untersuchungen über die Wasserstände noch weiter auszudehnen und nicht allein die Wasserstände zu ermitteln, bei welchen die Eisgänge einzutreten pflegen, sondern auch die mittleren und die höchsten Monatswasserstände, weil die letzteren bei Bestimmung der Höhen von Fangdämmen und dergl. von Einfluſs sind. Da, wo die Hydrographie eines Flusses ausgebildet genug ist, kann bei bedeutenden Ausführungen auch die Frage aufgeworfen werden, ob eine mit dem Hochwassernachrichtendienst zu vereinigende Hochwasser-Vorausberechnung für die Zeit der Bauausführung einzurichten ist.

Den Geschwindigkeitsmessungen und den mit ihnen im Zusammenhange stehenden Konsumtionsermittelungen ist bei den Brückenvorarbeiten mitunter nicht diejenige Beachtung geschenkt, welche dieselben verdienen. Man hat sich in der Regel darauf beschränkt, die bei den höchsten bekannten Wasserständen abgeführte sekundliche Wassermenge unter Benutzung bekannter Formeln aus den Gröſsen der Wasserquerprofile und den Gefälleverhältnissen oder aus der Gröſse des Niederschlagsgebiets zu ermitteln[45]) und mitunter selbst hierauf verzichtet. Man sollte aber keine Gelegenheit zur Vornahme von Geschwindigkeitsmessungen unbenutzt vorübergehen lassen, am allerwenigsten bei Brückenvorarbeiten, weil bei diesen die erforderlichen Geldmittel vorhanden zu sein pflegen, was sonst oft nicht der Fall ist. Zur annähernden Auftragung der Wassermengenkurve eines Fluſsquerschnitts bedarf es einer allzugroſsen Zahl von Beobachtungen nicht. Es sollte gelegentlich der Voruntersuchungen für einen Brückenbau zum wenigsten der Versuch gemacht werden, jene Kurve für die betreffende Fluſsstrecke zu ermitteln, einmal, weil dieselbe eine Kontrolle des vorhin erwähnten Verfahrens der Bestimmung der gröſsten Hochwassermengen ermöglicht, sodann aber auch, weil jeder Beitrag der Hydrographie der Flüsse als solcher von Wert ist. Was sich durch planmäſsiges Sammeln gelegentlich angestellter Ergiebigkeitsermittelungen erreichen läſst, zeigen die französischen Arbeiten über das Seinegebiet, insbesondere das „*Manuel hydrologique du bassin de la Seine*", welches über die Hochwassermengen der Seine und ihrer Nebenflüsse beachtenswerte Aufschlüsse gibt. — Geschwindigkeitsbestimmungen haben übrigens auch an und für sich Bedeutung, insofern beispielsweise bei ansehnlicher Hochwassergeschwindigkeit eine andere Anordnung der Gerüste u. s. w. am Platze ist, als bei mäſsiger.

Hand in Hand mit den im Vorstehenden besprochenen Messungen ist eine Untersuchung des zu überbrückenden Flusses bezüglich seiner Sinkstoffe, seines Verhaltens bei Eisgängen u. s. w. vorzunehmen.

Der Brückenbau wird nicht selten durch Erwägungen über eine Verlegung oder eine Regulierung des zu überschreitenden Flusses beeinfluſst. Unter Hinweis auf den dritten Teil dieses Handbuchs (3. Aufl.), Kap. X und XI ist hierüber folgendes zu bemerken:

Die Fragen, zu welchen jene Arbeiten Veranlassung geben, sind leicht bei kleinen, ziemlich schwierig bei gröſseren Wasserläufen zu beantworten; jenen kann man unbedenklich einen anderen Lauf geben, was auf die Lage der betreffenden Brücken, wie weiter unten nachgewiesen werden wird, oft Einfluſs hat. Je gröſser der Wasserlauf aber ist, desto bedenklicher ist es, durchgreifende Veränderungen hinsichtlich der Lage

[45]) Vergl. den dritten Teil dieses Handbuchs (3. Aufl.) Kap. II, § 23 und Abt. 1, erste Hälfte, Anhang, § 3; ferner Kap. II, § 10 (Wechsel der Wassermenge und Wassermengenkurve).

seines Bettes vorzunehmen. Allerdings sind hierbei verschiedene Fälle zu unterscheiden, deren äufserste der in vollem Naturzustande befindliche Gebirgsflufs und der in ein festbegrenztes Bett gebannte Flufs mit mäfsigem Gefälle sind. Der erstgenannte Fall kommt in Deutschland bei dem zeitigen Stande der Stromregulierung nur vereinzelt vor, er ist dagegen in weniger vorgeschrittenen Ländern, z. B. denjenigen der Balkanhalbinsel, und aufserhalb Europas nicht selten. Ein solcher Flufs hat ein zerrissenes Mittelwasserbett, dessen Lage in der Talsohle und dessen Querschnitte von Jahr zu Jahr wechseln. Durch einen Brückenbau wird die Durchflufsstelle festgelegt und derselbe erscheint als der Anfang einer Flufskorrektion. Beim Entwerfen der Brücke darf alsdann nicht aufser acht gelassen werden, dafs infolge einer weiter fortschreitenden Regulierung wesentliche Veränderungen in den Höhenverhältnissen eintreten, dafs die Flufssohle und mit ihr die niedrigen Wasserstände im Laufe der Zeit sinken, wenn anders die betreffende Flufsstrecke eine grofse Geschwindigkeit hat, also zu Auswaschungen geneigt ist, dafs aber durch etwaige Deichanlagen und in beschränkter Weise auch durch sonstige Veränderungen (Durchstiche, Landesmeliorationen u. s. w.) die Hochwasser stärker angespannt werden. Wenn jedoch das Ablagerungsgebiet eines unregulierten Gebirgsflusses oder gar der Schuttkegel eines Wildbaches zu überschreiten sind, so hat man kräftige Aufhöhungen und eine Verlegung der Brückenöffnung durch Geschiebe zu gewärtigen. In beiden Fällen hat man es mit Anlagen zu tun, auf welche die Flufsregulierungen einen bedeutenden Einflufs äufsern.

Ganz anders liegt die Sache in dem zweiten der oben bezeichneten Fälle. Wenn die Lage des Bettes und die Querprofile eines ruhigen Flusses etwa durch Ufermauern unwandelbar festgelegt sind und wenn aufserdem bis auf weite Entfernung oberhalb der Brückenbaustelle ein einheitliches Bett vorhanden ist, so entfallen die im Vorstehenden besprochenen Erwägungen und es bleibt allenfalls in Gegenden, welche eine Neigung zur Auflandung haben, zu erörtern, ob eine merkliche Steigerung der höchsten Wasserstände zu gewärtigen ist. In den meisten Fällen kann man diese Frage verneinen, weil mit Durchführung der Flufsregulierungen Stauungen durch Eis, welche früher zur Erzeugung hoher Wasserstände wesentlich beigetragen haben, mehr und mehr in den Hintergrund treten.

Zwischen jenen beiden äufsersten Fällen stufen sich die sonst noch vorkommenden ab, allgemeine Regeln über den in Rede stehenden Gegenstand lassen sich deshalb nicht aufstellen, wenn man nicht etwa als Regel gelten lassen will, dafs es sich empfiehlt, bei Wahl der Übergangsstelle diejenigen Strecken eines Flusses zu bevorzugen, in welchen derselbe ein einheitliches und regelmäfsig begrenztes Mittelwasserbett und ein ebensolches Hochwasserbett hat. Auch die Lage und die Beschaffenheit der Hochufer ist zu berücksichtigen und es sind Stellen mit hohen, festen und nicht allzuweit voneinander entfernten Hochufern im allgemeinen für den Brückenbau am besten geeignet. Hiernach läfst sich aber nicht immer verfahren, es tritt vielmehr öfters der Fall ein, dafs eine Brücke an einer Stelle, welche bei Hochwasser oder bei Hoch- und Mittelwasser einen geteilten Stromlauf zeigt, erbaut werden mufs. Alsdann ist zu untersuchen, ob aus der Ausführung der Brücke und der damit in Verbindung stehenden Dämme u. s. w. ein Anlafs zur Entfernung der Stromspaltung zu entnehmen ist oder ob es sich empfiehlt, dieselbe festzulegen und aufser einer Hauptbrücke noch sogenannte Flutbrücken anzulegen.

Besondere Schwierigkeiten entstehen, wenn ein Brückenbau in ein oder anderer Weise die Deiche der Niederungen beeinflufst. Weil die Deiche nicht jenen Überschufs

an Standsicherheit und Haltbarkeit haben, welchen man im allgemeinen bei technischen Ausführungen fordert, und weil sie sehr häufig auf Rechnung der Deichgenossenschaften unterhalten werden, sind die Beteiligten geneigt, in der Herstellung einer Brücke zwischen Deichen eine Gefahr zu erblicken. In solchen Fällen empfiehlt es sich, den Brückenbau so einzurichten, daſs die bestehenden Abfluſsverhältnisse möglichst ungeändert bleiben. Auch ist darauf Bedacht zu nehmen, daſs die Beteiligten ihre Zustimmung zu den in Aussicht genommenen Anlagen in bündiger Weise erklären. Selbst bei Brücken innerhalb der bedeichten Niederungen ist eine Berücksichtigung der Deichverhältnisse unerläſslich und es ist insbesondere die Frage aufzuwerfen, wie sich die Wasserströmungen bei vorkommenden Deichbrüchen gestalten. In Rücksicht auf derartige Ereignisse wird man häufig die Weiten der Brückenöffnungen sehr reichlich bemessen müssen. Trotzdem sind Brücken, welche innerhalb bedeichter Niederungen liegen, mitunter in Gefahr, infolge Brechens der Deiche beschädigt zu werden.[46])

Es erübrigt noch, einige Worte über die Untersuchungen zu sagen, welche beim Entwerfen von Brücken über Strommündungen anzustellen sind. Fast sämtliche Voruntersuchungen, welche oben S. 37 namhaft gemacht wurden, sind auch in diesem Falle vorzunehmen, es kommen aber die schwierigeren wassertechnischen Arbeiten hinzu, welche dem Ebbe- und Flutgebiet der Flüsse eigentümlich sind. Wenn schon bei Brücken über eingedeichte Strecken der Flüsse ein Eingriff in die Abfluſsverhältnisse bedenklich genannt werden muſs, so ist dies bei Brücken über Strommündungen in erhöhtem Grade der Fall, auch ist als Regel aufzustellen, daſs durch die Brücke die Flutwelle so wenig wie möglich abgeschwächt werden darf. Auſserdem ist die Frage aufzuwerfen, ob die Strommündung bezüglich ihrer Schiffbarkeit sich in einem befriedigenden Zustande befindet. Wenn dies nicht der Fall ist, so muſs weiter untersucht werden, welche Veränderungen eine Korrektion auf das Fluſsbett und auf die Wasserstände ausüben würde. Wegen aller dieser Punkte kann auf das XVIII. Kapitel des dritten Teiles dieses Werkes (3. Aufl.) verwiesen werden.

§ 9. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn bei kleinen Bauwerken. Die Entwurfsarbeiten der kleinen und der gröſseren Bauwerke lassen eine wesentlich verschiedene Behandlung zu. Man hat zwar bei kleinen wie bei groſsen Brücken die Voruntersuchungen, die allgemeinen Vorarbeiten und die eingehende Bearbeitung des Entwurfs voneinander zu unterscheiden, Voruntersuchungen und allgemeine Vorarbeiten haben aber eine um so geringere Ausdehnung, je kleiner die Bauwerke sind. Die kleinen Kunstbauten kommen in groſser Anzahl und in einer gewissen Gleichartigkeit vor; für ihre Anordnung haben sich meistenteils bestimmte Formen ausgebildet. Es ist deshalb bei jedem gröſseren Baubetriebe üblich, Bauwerke der bezeichneten Art, also Durchlässe, Durchfahrten u. dergl., in verschiedenen Gröſsen und unter Annahme verschiedener Baustoffe zum voraus auf dem technischen Bureau der Bauverwaltung zu entwerfen, diese Entwürfe als sogenannte Normalien zu vervielfältigen und sie den sonst noch vorzunehmenden Arbeiten zugrunde zu legen. Falls die

---

[46]) Einige Mitteilungen, in welchen auf das Verhalten der Wasserläufe näher eingegangen ist, als es bei der Beschreibung von Brückenbauten gewöhnlich geschieht, sind: Gutachten über ein Projekt der Elbüberbrückung bei Lauenburg in wasserbaulicher Hinsicht. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 63. — Wolff, Bau der Rheinbrücke bei Alt-Breisach. Deutsche Bauz. 1878, S. 116. — Kovatsch, Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. Allg. Bauz. 1881, S. 9. — Stübben, Weserbrücke bei Fürstenberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 173. — Einsturz der Ochtumbrücke. Deutsche Bauz. 1881, S. 179.

Normalien von Zeit zu Zeit einer Durchsicht unterworfen werden, ist das bezeichnete Verfahren zu empfehlen. Allgemein gehaltene Vermerke über die Baukosten erhöhen die Brauchbarkeit derselben.

Wenn derartige Hilfsmittel zur Hand sind, so genügt bei allgemeinen Vorarbeiten für kleine Bauwerke die Andeutung derselben im Längenhöhenplan, die annähernde Bestimmung der von den Örtlichkeiten abhängigen Hauptabmessungen (z. B. der Länge der Durchlässe u. s. w.) und eine überschlägliche Veranschlagung, vergl. den ersten Teil dieses Handbuchs (3. Aufl.), Kap. I, S. 133. Zeichnungen sind, abgesehen von einigen den Kostenüberschlägen nötigenfalls beigefügten Skizzen, nicht erforderlich. Für die Zwecke des eingehenden Entwurfs hat man dann die Abmessungen unter Benutzung der Normalien genau zu ermitteln, etwaige Änderungen, z. B. bezüglich der Stellung der Brückenflügel u. s. w., vorzunehmen, die Gründungsarbeiten unter Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit zu entwerfen und einen besonderen Kostenanschlag für jedes Bauwerk anzufertigen.

Nicht alle kleineren Bauwerke können in angegebener Weise behandelt werden. Mitunter führen aufsergewöhnliche Anforderungen zu eigentümlichen Formen und Anordnungen. Alsdann mufs der umständlichere Weg eingeschlagen werden, welcher beim Entwerfen von gröfseren Brücken Regel ist und in den folgenden Paragraphen erörtert werden wird. Wenn beispielsweise ein Bauwerk zugleich als Durchfahrt und als Durchlafs zu dienen hat, so kann man Weg und Wasserlauf in verschiedener Weise nebeneinander, man kann sie aber auch übereinander legen (vergl. Taf. I, Abb. 5), und es ist durch Vorentwürfe zu ermitteln, welche Anordnung die zweckmäfsigere ist.

Den Untersuchungen über die Lage der Achsen der in Rede stehenden Bauwerke ist folgendes vorauszuschicken. Die Längsachse, d. h. diejenige Achse, welche mit der durch die Trassierungsarbeiten ermittelten Achse des betreffenden Verkehrsweges zusammenfällt oder doch mit derselben parallel läuft, ist in der Regel gegeben und es handelt sich gewöhnlich darum, von jener ausgehend die Querachse des Bauwerks festzulegen. Es kann schon hier bemerkt werden, dafs bei gröfseren Bauwerken der Gang ein anderer zu sein pflegt und dafs bei diesen die Längsachse sich nicht selten nach der Querachse richtet. In beiden Fällen bilden die Projektionen der Längsachse und der Querachse einen Winkel miteinander, welchen man den Schnittwinkel der Achsen oder den Kreuzungswinkel nennt. Je nachdem dieser Winkel ein rechter oder ein spitzer ist, unterscheidet man gerade oder schiefe Brücken.

Ähnlich verhält es sich mit der Höhenlage der Brückenbahn. Die Gefällfolge der Verkehrswege ist beim Entwerfen kleinerer Bauwerke durch den Höhenplan gegeben und das Bauwerk mufs unter Zugrundelegung bestimmter Abstände zwischen der Höhe des Verkehrsweges und der Geländehöhe entworfen werden. Die kleinen Bauwerke sind aber nicht immer ohne Einflufs auf die Höhenlage der Verkehrsbahnen. In dieser Beziehung sei auf den in Abb. 6, Taf. I dargestellten Fall hingewiesen. Die daselbst gezeichnete Eisenbahn kreuzt im Orte Güls zwei Strafsen, für welche Durchfahrten anzulegen waren. In diesem Falle bestimmten die Anforderungen an die lichte Höhe dieser Bauwerke die Höhenlage der Bahnlinie und weiter sogar die Höhenlage der Brückenbahn der benachbarten Moselbrücke.

Durch die Gradienten (oder roten Linien) der Höhenpläne wird bei Eisenbahnen die Höhe des Planums der Erdarbeit, bei Strafsen aber die Höhe von Bordstein-Oberkante bezeichnet. Bei künstlichen Wasserläufen wird die Sohle und aufserdem der normale Wasserstand in die Höhenpläne eingetragen. Für Eisenbahnbrücken werden

aber die Hochmafse von der Schwellenhöhe (Schienenfufshöhe) ausgehend ermittelt und es folgt, dafs man für den Abstand zwischen Planum der Erdarbeit und Schienenfufs den Normalquerschnitt der Bahn zu Rate zu ziehen hat. Bei allgemeinen Entwürfen für Hauptbahnen kann man diesen Abstand, um welchen die Gradienten der Brücken höher als diejenigen der Längenprofile liegen, zu 0,5 m annehmen. Wenn aber bei Eisenbahnen die Umgrenzung des lichten Raumes mit ins Spiel kommt, so darf nicht übersehen werden, dafs die Hochmafse desselben vom Schienenkopf aus gerechnet werden.

Es folgen jetzt einige allgemeine Regeln über die Lage kleiner Bauwerke; einige derselben gelten auch für gröfsere Brücken.

1. Als Schnittwinkel der Achsen ist in erster Linie ein rechter Winkel in Aussicht zu nehmen; wo dies nicht durchführbar erscheint, ist zum wenigsten eine Vergröfserung des Winkels anzustreben, unter welchem die Längsachse des zu erbauenden Verkehrsweges mit der Mittellinie des vorhandenen Weges oder Wasserlaufes kreuzt. Man erreicht hierdurch Verminderung des Baustoffverbrauchs, Vereinfachung der Konstruktion und somit in der Regel eine wesentliche Ersparnis an Baukosten.

Unter Hinweis auf § 16 kann schon hier erwähnt werden, dafs bei der Wahl des Schnittwinkels der Achsen der Baustoff des Brückenüberbaues insofern in Betracht kommt, als die Herstellung schiefer Bauwerke durch Annahme eines eisernen Überbaues wesentlich erleichtert wird.

2. Mit Veränderung des Schnittwinkels der Achsen pflegt eine Verschiebung jener Kreuzungsstelle Hand in Hand zu gehen (vergl. Abb. 1, Taf. I). Hierdurch erhalten die Mittellinien der verlegten Wege u. s. w. eine bessere Lage, als bei Beibehaltung der Kreuzungsstelle, und es erwächst weiter der Vorteil, dafs man das Bauwerk unabhängig vom Verkehr der vorhandenen Strafsen oder (bei Durchlässen) ohne Belästigung durch fliefsendes Wasser, also im Trockenen herstellen kann. — Ob das Bauwerk rechts oder links der alten Kreuzungsstelle anzulegen ist, ergibt sich unter Berücksichtigung der Geländegestaltung, der Eigentumsverhältnisse der zu erwerbenden Grundstücke, der Bodenbeschaffenheit u. s. w. leicht. In diesem, wie in ähnlichen Fällen ist selbstverständlich auf tunlichste Einschränkung der Baukosten hinzuarbeiten.

3. Wenn bei Verlegungen von Wegen und Wasserläufen Veränderungen ihrer Höhenlage eintreten, so sind die Untersuchungen nicht auf eine billige Herstellung der Brücken zu beschränken. Es ist vielmehr die Gesamtanlage ins Auge zu fassen, damit nicht etwa Vorteile, welche für den Kunstbau erreicht werden, durch Mehrkosten für die sich anschliefsenden Strecken aufgehoben werden. Man wird, nachdem die Brückenquerachse und die an dieselben sich anschliefsenden Mittellinien der verlegten Wege u. s. w. entworfen sind, vor allem die sich ergebenden Höhenverhältnisse untersuchen und erst dann den Entwurf weiter bearbeiten, wenn sich hierbei Bedenken nicht ergeben.

4. Veränderungen bestehender Wege und Wasserläufe dürfen nicht ohne Zustimmung der Interessenten vorgenommen werden. Es finden deshalb nach Aufstellung der Entwürfe Verhandlungen mit denselben statt, welche nicht selten zu einer Abänderung der Entwürfe führen.

Nach diesen allgemeinen Bemerkungen ist über die hierher gehörigen Bauwerke im einzelnen folgendes zu sagen:

Bei Durchlässen und Bachbrücken kann in den meisten Fällen als Schnittwinkel der Achsen ein rechter gewählt werden, weil die Verlegung kleiner Wasserläufe nur selten auf Schwierigkeiten stöfst. Wenn es sich aber um schlecht entwässernde Ländereien handelt, so sollten die Abflufsverhältnisse nicht ohne Not durch derartige

Verlegungen geändert werden. Im Hügellande und im Gebirge fällt diese Rücksicht fort; beispielsweise hat man bei der Brennerbahn an verschiedenen Stellen eine erhebliche Verlegung der Wasserläufe vorgenommen, um die betreffenden Kunstbauten einzuschränken. Daselbst kommen einige Fälle vor, in denen die Wasserläufe gänzlich aus dem Bereiche der Dämme gelegt und in Stollen durch angrenzendes festes Gestein geführt sind.

Auch bei der Herstellung der Rampenkanäle ist ein rechtwinkliger Schnitt der Achsen die Regel. Wenn man aufserdem die Stellen für die Kanäle so wählt, dafs sich über ihnen nur eine Anschüttung von mäfsiger Höhe befindet, so wird nicht allein an Länge, sondern wegen der alsdann zulässigen leichteren Bauart auch sonst noch gespart.

Bei Wegunterführungen und Wegüberführungen gestalten sich die Verhältnisse insofern gleich, als ein grofser Schnittwinkel der Achsen um so eher in Aussicht genommen werden kann, je geringer die Bedeutung des Weges ist. Bei Durchgängen und Fufsgängerbrücken werden grofse Winkel und die damit verbundenen Wegeverlegungen nur ausnahmsweise Schwierigkeiten veranlassen, während bei Strafsen ersten Ranges weit mehr auf Beibehaltung ihrer Lage gesehen werden mufs. Im zuletzt genannten Falle sind auch die Verlegungen wegen der gröfseren Breite der Strafse und wegen der erforderlichen sanfteren Krümmungen kostspieliger, als bei untergeordneten Wegen: ein Grund mehr, um bei Veränderungen der Lage ihrer Mittellinien mit Vorsicht zu verfahren.

Wenn die Querachse des Bauwerks bestimmt ist, so hat man zunächst den Höhenunterschied zwischen der Gradiente des oberen und der Gradiente des unteren Verkehrsweges zu ermitteln und denselben unter geeigneter Benutzung der Normalien mit dem erforderlichen Höhenunterschied zu vergleichen. Dieser Vergleich ergibt, ob eine zu geringe oder eine überschüssige Höhe vorhanden ist. Wenn ersteres der Fall, so kann man bei Durchfahrten durch Senkung des zu unterführenden Weges Rat schaffen, so lange eine genügende Entwässerung der gesenkten Stelle zu beschaffen ist. Bei Wegebrücken dagegen ist eine Hebung des zu überführenden Weges anzuordnen und in der Regel ohne Schwierigkeit möglich. Wenn dagegen die vorhandene Höhe überschüssig grofs ist, so ist zu untersuchen, ob und inwieweit die Höhe des Bauwerks durch Veränderungen in der Höhenlage der Wege oder selbst durch Wegeverlegungen sich einschränken läfst. Wenn Wegeverlegungen mit ins Spiel kommen, so treten zu den vorhin genannten Untersuchungen noch die über die Steigungsverhältnisse der verlegten Strecken hinzu und es ist eine Verschiebung vorzunehmen, wenn sich für eine vorläufig angenommene Querachse des Bauwerks zu steile Steigungen ergeben.

Es mag noch bemerkt werden, dafs man die Querachse des Hauptkörpers der in Rede stehenden Bauwerke fast ausnahmslos gerade führt, da, wo der Hauptkörper endigt, können aber die Krümmungen der verlegten Wege bereits begonnen haben. Aufserdem gilt für die besprochenen Wegeverlegungen die auch beim Entwerfen von Überfahrten zu benutzende Regel, dafs es sich empfiehlt, die Brechpunkte der Steigungen mit End- oder Anfangspunkten der Kurven zusammenfallen zu lassen. Wegen der Gröfse der Krümmungshalbmesser und wegen der Steigungsverhältnisse ist auf den Strafsenbau (s. den ersten Teil des Handbuchs, 3. Aufl., Kap. VIII) zu verweisen.

Beispiele zu dem vorstehend Besprochenen bieten die Abb. 1 bis 4, Taf. I. Schnitte sind denselben nicht beigefügt, weil die Höhenverhältnisse der dargestellten Bauwerke Ungewöhnliches nicht haben. Ferner ist Abb. 4, Taf. II zu vergleichen, welche eine Strecke der badischen Schwarzwaldbahn

darstellt. Der in der Mitte der Abbildung bezeichnete Damm durchsetzt ein Tälchen von großer Tiefe, aber mäßiger Länge. Um die erforderliche Durchfahrt nebst zugehörigem Durchlaß möglichst billig herzustellen, hat man eine durchgreifende Verlegung der Wege und Wasserläufe in Verbindung mit einer an der Bergseite des Bahndammes angeordneten teilweisen Ausfüllung jenes Tälchens vorgenommen. — Abb. 13, Taf. II zeigt in ihrem unteren Teile die Situation einer Wildbach-Überführung der Gotthard-Bahn. Der Bach ist zu diesem Zweck in eine sogenannte Schale gefaßt.

§ 10. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn bei großen Bauwerken. Bei Bauwerken von Bedeutung erfordern Vorstudien und allgemeine Vorarbeiten eingehende Untersuchungen; man sollte von den allgemeinen zu den besonderen Vorarbeiten erst dann übergehen, wenn die ersteren erschöpfend behandelt sind.[47]) Es empfiehlt sich, die Vorstudien mit Aufstellung eines Programms abzuschließen, in welchem auf Grund der Untersuchungen über den Zweck der Brücke, das Verhalten des zu überbrückenden Wasserlaufs, die Belastungen u. s. w. die bei dem allgemeinen Entwurfe zu lösende Aufgabe festgestellt wird. Weil nun jede derartige Aufgabe sich in verschiedener Art und Weise behandeln läßt, und weil nur die Vergleichung verschiedener Entwürfe und der zugehörigen Kostenanschläge die Wahl der zweckmäßigsten Lösung ermöglicht, so liegt der Schwerpunkt der allgemeinen Vorarbeiten in der Aufstellung von sogenannten Vorentwürfen (vergleichenden Entwürfen) und mit der Bezeichnung des besten unter diesen Entwürfen schließen dieselben ab.

Bei Brücken ersten Ranges hat man in neuerer Zeit oft einen Wettbewerb behufs Gewinnung einer Auswahl von Entwürfen unter Ausschreibung von Preisen mit Erfolg eröffnet.[48]) Die bei Hochbau-Wettbewerben gemachten Erfahrungen haben gelehrt, auch hierbei einen Unterschied zwischen allgemeiner und besonderer Behandlung zu machen und in geeigneten Fällen einen sogenannten Ideen-Wettbewerb zu veranstalten.

Wenn eine Brücke in einem längeren, neu zu erbauenden Verkehrsweg liegt, so entsteht eine innige Wechselwirkung zwischen beiden. Es legen beispielsweise die gekrümmten Strecken, welche bei Talbahnen in der Regel an die Brückenachse anschließen, sich von dieser ausgehend fest, während andererseits die Lage der Brückenachse mit Rücksicht auf die Herstellbarkeit jener gekrümmten Strecken gewählt werden muß. Ferner ist der Fall nicht selten, daß in einem Tale anfangs die rechte, weiterhin aber die linke Seite für den Bau des Verkehrsweges geeignet ist und daß sich hieraus

---

[47]) Über die formale Behandlung der Zeichnungen von Brücken, welche bei ausführlichen Vorarbeiten den Oberbehörden vorzulegen sind, vergleiche man den ersten Teil dieses Handbuchs (3. Aufl.), Kap. I, S. 244, dazu auch bezüglich der Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung: Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 219.

[48]) Mitteilungen über Wettbewerbe und über die betreffenden Programme: Ober-Mainbrücke zu Frankfurt a. M. Deutsche Bauz. 1876, No. 5 u. a. — Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz. Deutsche Bauz. 1881 u. 1882; Die Eisenbahn 1881; Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881; Zentralbl. d. Bauverw. 1881 u. 1882; Engng. 1881. — Stephanie-Brücke zu Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882; Der Bautechniker 1882; Die Eisenbahn 1882. — Donaubrücke Cernavoda. Deutsche Bauz. 1883; Zentralbl. d. Bauverw. 1883; Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883; Schweiz. Bauz. 1883; Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 94. — Wettbewerb für zwei Donaubrücken in Budapest. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 295; Deutsche Bauz. 1894, S. 282, 353; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1894. — Straßenbrücke über den Rhein bei Bonn. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 21; Deutsche Bauz. 1895, S. 49. — Straßenbrücke über den Rhein bei Worms. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 38; Deutsche Bauz. 1895, S. 109. — Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 366. — Brücke über die Elbe bei Harburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 134. — Zweite Neckarbrücke bei Mannheim. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 265; Deutsche Bauz. 1901, S. 249; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 845. — Überbrückung des Hafens in Sydney (Australien). Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 68; Deutsche Bauz. 1901, S. 47, 65; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 247. — Mittlere Rheinbrücke in Basel. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 101; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1902, S. 568.

die Flufsüberschreitungsstelle ergibt. Eingehende Erörterungen würden in die Besprechung der Trassierung der Verkehrswege gehören. Hier soll angenommen werden, dafs die für eine Überschreitung in Aussicht zu nehmende Strecke eines Flusses bekannt, dafs also gewisse Grenzen für die Lage der Brücke gegeben seien und es gelten dann für die Festlegung der Brückenachse zunächst die folgenden Regeln, welche sich zum Teil an die im vorigen Paragraphen besprochenen anschliefsen.

1. Die den Achsen der Mittelpfeiler parallele Querachse der Brücke sollte sich hauptsächlich nach der Lage des Talweges richten (vergl. S. 38) und es ist zu erstreben, dafs die Längsachse des Bauwerks mit dem Talwege zum wenigsten annähernd einen rechten Winkel bildet. Dies läfst sich jedoch, zumal die Lage des Talweges nicht selten wechselt, nicht immer erreichen und man begnügt sich gewöhnlich damit, die Querachse parallel zu den Uferlinien zu legen. — Wenn ein schiefes Bauwerk unvermeidlich ist, so sollte auch im vorliegenden Falle der Schnittwinkel der Achsen so grofs wie möglich gewählt werden (vergl. S. 43); die Weiten der Durchflufsprofile werden alsdann in Linien gemessen, welche senkrecht zur Querachse stehen. — Hierbei ist selbstverständlich die Frage aufzuwerfen, ob die Uferlinien unverändert zu lassen oder zu verschieben, vielleicht ganz zu verlegen sind. Bei kleinen Flüssen kommen durchgreifende Verlegungen des Flufslaufes nicht selten vor (vergl. u. a. Abb. 2^b, Taf. III und „Brücke über den roten Main bei Neuenreuth“, Zeitschr. f. Bauk. 1882, S. 233).

2. Die Rücksichten auf Geländegestaltung und Bodenbeschaffenheit treten bei der Wahl der Lage der Strombrücken nicht selten stark in den Vordergrund und es kann sowohl die Beschaffenheit des Baugrundes, wie die Beschaffenheit der Ufer ausschlaggebend sein. Dafs namentlich felsige und feste Ufer oft Vorteile für einen Brückenbau bringen, ist bei anderer Gelegenheit bereits erwähnt. Bei Bestimmung der Lage von Talbrücken (Viadukten) ist die Geländegestaltung mitunter vor allem anderen in Betracht zu ziehen, denn diejenigen Stellen eines Tales, an denen die beiderseitigen Lehnen eine geringe Entfernung voneinander haben, sind zur Überschreitung desselben besonders geeignet.

3. Eine gekrümmte Längsachse ist soweit tunlich zu vermeiden, jedenfalls ist, wenn die Anwendung einer geraden Linie ausgeschlossen ist, eine sanfte Krümmung zu erstreben. Brücken mit gekrümmtem Grundrifs verursachen gröfsere Kosten, als solche mit gerader Achse, einmal weil die für letztere anwendbaren Breiten vergröfsert werden müssen (vergl. § 13), sodann weil die Gestaltung des Überbaues und mitunter auch diejenige der Pfeiler sich schwieriger gestaltet und einen gröfseren Aufwand an Arbeit und Baustoff erfordert. Diese Übelstände treten jedoch nicht stets in gleich hohem Grade hervor und es gilt hier ähnlich, wie bezüglich der schiefen Bauwerke, dafs eine Krümmung der Achsen bei eisernen weniger bedenklich ist, als bei steinernen Brücken. — Bei Eisenbahnbrücken, welche in einer scharfen Kurve und zugleich in starkem Gefälle liegen, kommt noch hinzu, dafs eine derartige Lage immerhin eine gewisse Gefahr für die Züge mit sich bringt und dafs Entgleisungen auf Brücken von schlimmen Folgen begleitet zu sein pflegen. Man wird deshalb eine Lage der bezeichneten Art, wenn möglich, vermeiden, obgleich man sie nicht als unzulässig bezeichnen kann. Auf der Gotthardbahn liegen beispielsweise verschiedene Brücken in scharfen Kurven und zugleich in starken Gefällen (vergl. Abb. 12, Taf. II), auch die rechtsseitigen Flutöffnungen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz haben eine ähnliche Lage.[49])

[49]) Andere Eisenbahnbrücken, welche in starken Steigungen und aufserdem in scharfen Kurven liegen, sind: Der Viadukt Pontuzzo der Pontebba-Bahn (Krümmungsradius 350 m, Steigung 16 °/oo) s. Zeitschr. d. österr.

Über die Gröfse der Halbmesser der Eisenbahnkurven und über die in scharfen Kurven stets anzuordnenden Steigungsermäfsigungen vergleiche man den ersten Teil dieses Handbuchs (3. Aufl.), Kap. I, Seite 85 und den ersten Band des Handbuchs für spezielle Eisenbahntechnik (4. Aufl.), Kap. II, S. 53 u. ff. — Bei Strafsenbrücken liegt das Bedürfnis, die Längsachse zu krümmen, sehr selten vor, auch Aquadukt- und Kanalbrücken werden fast immer mit gerader Achse ausgeführt.

4. Die Lage gröfserer Strombrücken, insbesondere gröfserer Eisenbahnbrücken, mufs den durch die Militärverwaltung vertretenen Anforderungen der Landesverteidigung entsprechen. Soweit sich aus den bezüglichen, in Baubeschreibungen vorkommenden Angaben schliefsen läfst, wird namentlich gefordert, dafs die bei festen Plätzen liegenden und sonstige wichtige Brücken von geeigneten Punkten aus mit dem Geschütz bestrichen werden können. Die Landpfeiler werden nicht selten als sogenannte Brückenköpfe zur Artillerieverteidigung und Bestreichung der Ufer des Flusses eingerichtet. Aufserdem handelt es sich darum, Brücken nötigenfalls rasch unwegsam zu machen, ohne sie zu zerstören, was — wie hier vorgreifend bemerkt werden mag — auf die Einteilung der Brückenöffnungen nicht selten von Einflufs ist.

Mehr untergeordneter Art sind die nachstehend namhaft gemachten Punkte:

5. Wenn sich am Ufer innerhalb der für die Lage einer Strafsenbrücke gegebenen Grenzen ein gröfseres Gebäude befindet, so kann es sich empfehlen, die Achse der Brücke auf die Mitte desselben zu richten. Hierbei walten ähnliche Rücksichten ob, wie bei der Festlegung mancher Strafsen in Städten, für deren Mittellinie ein Zielpunkt oft am Platze ist. Einige hierher gehörige Beispiele sind in Abb. 2, 6 u. 7, Taf. II dargestellt, von sonstigen Fällen sind zu nennen: die Rheinbrücke in Köln, deren Achse auf den Kölner Dom gerichtet ist, die Ober-Mainbrücke in Frankfurt a. M., in deren Achse die städtische Bibliothek liegt u. s. w.

6. Zur Kostenersparnis trägt es bei, wenn der Platz, auf welchem die Baustoffe abgelagert und verarbeitet werden, günstig gelegen und gut erreichbar ist. Man wird deshalb bei Ermittelung der Brückenachse auch auf diesen Umstand und auf sonstige die Ausführung betreffende Punkte ein Augenmerk zu richten und namentlich die Lage des Bauplatzes gegen das Hochwasser zu berücksichtigen haben.

Bemerkt mufs noch werden, dafs die Verhandlungen mit den Beteiligten sich bei gröfseren Bauwerken nicht selten sehr umständlich und zeitraubend gestalten, zumal wenn die Interessen derselben einander widerstreiten. Als solche können, aufser dem Bauherrn, auftreten: die Strombauverwaltung, die Vertreter der Schiffahrt, die Militärbehörde, Eisenbahn- und Strafsenverwaltungen, eine oder mehrere Gemeinden u. s. w. Wenn dann noch Erschwerungen durch politische Grenzen hinzukommen, so ist die Bewältigung der gesamten Verhandlungen eine schwierige Arbeit.

Die Höhenlage der Brückenbahn hat nicht selten Einflufs auf die Lage der Brückenachse, u. a. dann, wenn zur Gewinnung der für die Bahn erforderlichen Höhe ansteigende Strecken (Brückenrampen) angeordnet werden müssen.[50]) In diesem Falle

---

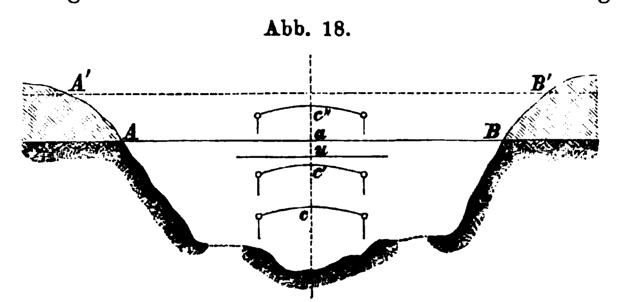
Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 113; ferner zwei Brücken der Bahn von Marvejois nach Neussargues (Krümmungsradius 350 bezw. 300 m, Steigung 27,5 ‰) s. Ann. des ponts et chaussées 1881, Sept. S. 234. In den genannten Fällen ist auch eine ansehnliche Höhe (45 m) vorhanden, als Hauptmaterial ist Stein verwendet. — Die Brücke über die Ravenna-Schlucht in der Höllental-Bahn liegt in einer Steigung von 5 % und zum gröfsten Teil in einem Bogen von 240 m Halbmesser (Zahnstangen-Oberbau). Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 601.

[50]) Über die Steigungsverhältnisse der Brückenrampen vergl. § 18 dieses Kapitels am Schlusse desselben.

wird die Lage der Brücke durch die Rücksichten auf angemessene Entwickelung der Rampen oft wesentlich beeinflufst. Unter Brücken über Wasserläufe ohne Verkehr mufs mindestens Raum für das Hochwasser unter Zugabe eines Raumes für etwaige im Wasser treibende Körper, und unter Brücken, welche über Strafsen führen, ein der Gröfse der betreffenden Fuhrwerke entsprechender Raum freigehalten werden. Wenn es sich um Brücken über Wasserläufe mit Wasserverkehr handelt, so ist auf die Wasserstände und aufserdem auf die Abmessungen der Fahrzeuge Rücksicht zu nehmen. Man kann in jedem dieser Fälle eine Umgrenzung des lichten Raumes entsprechend der bekannten Anordnung bei den Eisenbahnen feststellen und es wird von den Abmessungen dieser Umgrenzungen im folgenden Paragraphen eingehend die Rede sein.

Um die Höhenlage der Brückenbahn zu ermitteln, hat man die Umgrenzung des lichten Raumes an einer oder an mehreren mafsgebenden Stellen des Längenplans aufzutragen. Hierzu kann oft die Mitte der Brücke gewählt werden, bei schiffbaren Flüssen ist die Lage des Talwegs zu berücksichtigen, bei Brücken mit einseitig fallender Bahn diejenige Seite zu nehmen, an der die Bahn am tiefsten liegt u. s. w. In Abb. 18 sind Umgrenzungen des lichten Raumes bei c, c', c'' angedeutet. Nach vorläufiger Annahme. etwa auf Grund der Höhenlage der Ufer oder der Tallehnen werde eine Linie $A\,B$ als Gradiente der Brücke (vergl. S. 42) gezogen und es ergebe sich die Unterkante des Brückenbaues in Höhe der Linie u, wobei ein angemessener Abstand zwischen dem höchsten Punkte c' der Umgrenzung des lichten Raumes und der Unterkante u des Brückenbaues angenommen ist. Man nennt den Höhenunterschied zwischen der Gradiente und jener Unterkante die Konstruktionshöhe des Überbaues. Die Fläche zwischen der Umgrenzung des lichten Raumes und der Brückengradiente ist der untere Teil des Konstruktionsfeldes.

Abb. 18.



Bei dem besprochenen Verfahren können sich nun drei verschiedene Fälle ergeben. Im ersten Falle liegt der Scheitel c (Abb. 18) so tief unter $A\,B$, dafs man bezüglich der Konstruktion des Überbaues volle Freiheit hat; man sagt alsdann, die Konstruktionshöhe sei unbeschränkt und bestimmt die Lage der Brückenbahn unabhängig von der Höhe der Umgrenzung des lichten Raumes. Im zweiten Falle fällt c' nahe an die Linie $A\,B$; alsdann ist jene Freiheit nicht vorhanden und man mufs unter Annahme der sich ergebenden beschränkten Konstruktionshöhe vorgehen oder die Linie $A\,B$ so weit heben, wie zur Gewinnung einer unbeschränkten Konstruktionshöhe erforderlich ist. Im dritten Falle fällt c'' über die Linie $A\,B$, dann hat man die Wahl zwischen einer Brücke mit beweglichem Überbau oder einer Hebung der Brückenbahn, etwa bis zur Linie $A'\,B'$. Selbstverständlich ist eine unbeschränkte Konstruktionshöhe einer beschränkten vorzuziehen, weil letztere in der Regel eine Vermehrung der Baukosten mit sich bringt, aber auch konstruktiv nicht günstig ist.

Das Konstruktionsfeld ist bei steinernen Brücken auf die zwischen der Brückengradiente und der oberen Begrenzung des Profils des lichten Raumes befindliche Fläche beschränkt. Bei hölzernen und eisernen Brücken stellt jene Fläche nur den unteren Teil des Konstruktionsfeldes dar, weil bei diesen die Konstruktionen zum Teil auch oberhalb der Brückenbahn angeordnet werden können.

Um bei allgemeinen Entwürfen die zur Verfügung stehende mit der für bestimmte Anordnungen des Überbaues erforderlichen Konstruktionshöhe zu vergleichen, hat man Skizzen anzufertigen oder ausgeführte Bauwerke zu Rate zu ziehen.

Die im vorstehenden vorausgesetzte wagerechte Lage der Brückenbahn ist die gewöhnliche, es kommen aber auch Brückenbahnen mit einseitigem Gefälle vor, deren Neigungsverhältnisse bis an die bei den betreffenden Verkehrswegen sonst üblichen heranreichen können. Beispiele von Eisenbahnbrücken mit einseitig fallender Bahn sind in den Abb. 8, Taf. I, 3 u. 9, Taf. II und 1, Taf. III gegeben. Beim Bau einer Rheinbrücke in Basel hat man die Frage eifrig erörtert, ob Strafsenbrücken mit einer kräftig und einseitig geneigten Brückenbahn aus Schönheitsrücksichten verwerflich sind. Jene Brücke ist in angegebener Weise ausgeführt und ihr Aussehen ist aufserordentlich befriedigend.

Häufiger aber kommen bei Strafsenbrücken Brückenbahnen vor, welche von einer mittleren Scheitelstrecke aus nach beiden Seiten sich neigen. Diese bei steinernen Brücken seit Jahrhunderten zur Einschränkung der Längen der Brückenrampen getroffene Anordnung wird in neuerer Zeit auch bei Eisenbrücken mit Erfolg benutzt. Man hat vielfach beiderseits eine der Strafse entsprechende Rampensteigung angeordnet und zwischen diese Steigungen (1 : 30 bis 1 : 40) ein nach einer Parabel oder einem flachen Kreisbogen gekrümmtes Stück eingelegt.[51]) Diese Anordnung wirkt ästhetisch ausgezeichnet und kann auch entsprechend der für den Strafsenbau geltenden Regel, dafs mäfsig geneigte Strecken den wagerechten wegen besserer Abwässerung vorzuziehen sind, als eine recht empfehlenswerte bezeichnet werden. Man vergleiche hierüber auch Kap. III des zweiten Bandes.

Bei Fufsgängerbrücken ist eine mäfsige Neigung der Brückenbahn, oder eine Wölbung derselben der Länge nach, wie beim Drahtstege über die Donau bei Passau, dessen bogenförmig gestaltete Gradiente bei 125 m Länge 1,1 m Pfeilhöhe hat[52]), ohne Bedenken und eine kräftige Neigung derselben mitunter begründet (vergl. Abb. 6[b], Taf. III). Auch bei Eisenbahnbrücken kommt die vorhin bezeichnete Lage der Brückenbahn, obwohl nur ausnahmsweise, vor und es sind als Beispiele die Viktoria-Brücke über den Lorenzstrom und die Rheinbrücke bei Koblenz anzuführen. Dafs man bei Eisenbahnbrücken eine wagerechte Lage der Bahn bevorzugt, ist selbstverständlich.

Bei Ermittelung der Höhen für Kanal- und Wasserleitungsbrücken ist vergleichsweise nur geringe Freiheit gestattet, weil Brückenrampen nicht möglich sind. Wenn bei diesen Brücken nicht etwa eine überreichlich grofse Konstruktionshöhe vorhanden ist, so richtet sich die Lage der Wasserspiegel unbedingt nach der Umgrenzung des lichten Raumes und nach der erforderlichen, aber tunlichst einzuschränkenden Konstruktionshöhe. Von den bei Wasserleitungsbrücken anzuwendenden Gefällen wird im Kap. II des zweiten Bandes die Rede sein.

Beispiele zu dem vorstehend Besprochenen sollen am Schlusse des folgenden Paragraphen gegeben werden.

§ 11. Gröfse und Zahl der Öffnungen. Für die Gröfse der Brückenöffnungen sind die Umgrenzungen des lichten Raumes mafsgebend. Hierbei sind Landbrücken

[51]) Bei der Königin Karola-Brücke in Dresden steigt die Fahrbahn beiderseits mit 1 : 72 nach der Mitte; der Übergang von einer Richtung zur anderen ist durch einen Parabelbogen von 120 m Länge vermittelt, dessen Gleichung $x^2 = 8580 y$ ist. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1897, S. 313.

[52]) Vergl. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 10.

(Durchfahrten und dergl.), Durchlässe, Brücken über künstliche Wasserläufe, Strombrücken, Brücken über Strommündungen und Talbrücken voneinander zu trennen.

1. Umgrenzung des lichten Raumes bei Landbrücken, insbesondere bei Über- und Unterführungen von Eisenbahnen und Strafsen.

In dieser Gruppe werden die Eisenbahn-Unterführungen vorangestellt, weil sich für dieselben die Umgrenzungen des lichten Raumes sehr genau angeben lassen. Die für den ganzen Bereich des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen geltende Umgrenzung des lichten Raumes eingleisiger Hauptbahnen hat bekanntlich eine Höhe von 4,80 m über Schienenkopf; es zeigt in dieser Höhe eine wagerechte Linie von 1,52 m Breite, während die Breite des Profils bis 3,05 m über Schienenkopf 4 m beträgt. Das Nähere, sowie die Umgrenzungen der Schmalspurbahnen findet man u. a. im ersten Teile dieses Werks (3. Aufl.) Kap. I, S. 39, 52 u. in diesem Kapitel in Abb. 20. Um sicher zu gehen, dafs auch bei etwaigem Auffrieren des Oberbaues u. s. w. die angegebene lichte Höhe vorhanden ist, nehme man zwischen der Umgrenzung und Überbau-Unterkante 0,20 m Spielraum an.

Bei Vorhandensein von zwei Gleisen ist zu beachten, dafs die Mitten der Gleise der freien Bahn nicht weniger als 3,5 m voneinander entfernt sein dürfen, gewöhnlich wird man aber die auf der betreffenden Bahn übliche Mittenentfernung einhalten; wenn auf Bahnhöfen Gleise in gröfserer Anzahl vorhanden sind, so ist der Gleisplan zu Rate zu ziehen (vergl. Taf. III, Abb. 7[c]), zugleich aber zu berücksichtigen, dafs aufserhalb der lotrechten Begrenzung noch Raum für den Bahndienst frei bleiben mufs. Auf die Spurerweiterung und auf die Überhöhung des äufseren Schienenstranges ist Rücksicht zu nehmen, wenn die Gleise gekrümmt sind. Wegen der betreffenden Mafse und wegen sonstiger Einzelheiten mufs auf die „Technischen Vereinbarungen" und auf Werke über Eisenbahnbau verwiesen werden. Allgemein wird bemerkt, dafs es sich im Interesse des Betriebes und der guten Unterhaltung empfiehlt, zwischen der Konstruktion und der Umgrenzung des lichten Raumes einen reichlich bemessenen Spielraum zu belassen. Die preufsische Brückenverordnung von 1903 schreibt einen Abstand von mindestens 20 cm von der Umgrenzung des lichten Raumes vor.[58])

Wenn das Bahnplanum von Seitengräben begleitet ist, so braucht ihretwegen eine Verbreiterung der Öffnung nicht unbedingt angeordnet zu werden, weil man Kanäle durch die Endpfeiler der in Rede stehenden Brücken führen kann. Falls aber ohne wesentliche Kostenvermehrung eine Durchführung der Seitengräben zwischen den Pfeilern bewerkstelligt werden kann, so ist eine solche vorzuziehen.

Bei Durchgängen (Fufsweg-Unterführungen) ist zu berücksichtigen, dafs ein Fufsgänger einschliefslich des erforderlichen Spielraumes etwa 0,75 m Breite beansprucht, und dafs wegen des Tragens von Gegenständen auf dem Kopfe weniger als 2,5 m Höhe nicht angenommen werden sollte. Man erhält somit, wenn der Durchgang nur für zwei Personen bemessen werden soll, 1,5 m Breite und 2,5 m Höhe. Bei lebhafterem Verkehr kann man als Breite 2,0 bis 2,25 m annehmen, womit eine Vergröfserung der Höhe gewöhnlich Hand in Hand gehen wird. Die in neuerer Zeit auf Bahnhöfen angeordneten Personentunnel erhalten selbstverständlich erheblich gröfsere Breiten und zwar 6 m und darüber.

Strafsenunterführungen. Für die lichten Höhen und Weiten der Unterführungen gewöhnlicher Strafsen und Wege sind vielerorts bestimmte Vorschriften er-

[58]) Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 301.

lassen. Dieselben sind bei verschiedenen Gelegenheiten veröffentlicht und es kann auf die betreffenden Mitteilungen verwiesen werden.[54]) Man kann als Regel annehmen, dafs die Breiten gewöhnlicher Strafsen und Wege im Bereiche der Unterführung oft eine Einschränkung um 1 bis 1,5 m, je nach der Bedeutung der Strafsen, erfahren können, weil unter der Brücke das für die Lagerung von Unterhaltungsmaterial dienende Bankett der Strafsen entbehrlich ist. Mitunter sind noch weitergehende Einschränkungen jener Breiten zulässig. Dagegen sind städtische Strafsen ungeschmälert durchzuführen.

Für die Umgrenzung des lichten Raumes bei Strafsenunterführungen sind die Breiten und Höhen der Fuhrwerke mafsgebend. Man kann die Breite gewöhnlicher Landfuhrwerke einschliefslich des erforderlichen Spielraumes zu 2 m und die von ihnen beanspruchte Höhe zu 2,75 m annehmen; für sperrige Fuhrwerke, je nach der Spurweite und der Art der Beladung, ist 2,5 bis 3 m Breite und bis 5 m Höhe zu rechnen. Es kommen wohl noch breitere und noch höhere Ladungen vor, indem Erntewagen mitunter 3,5 m Breite haben und eine auf einen Wagen geladene Lokomotive einschliefslich des Schornsteins etwa 5,5 m Höhe aufweist; derartige Ausnahmefälle sind aber in der Regel für die Bemessung der Bauwerke nicht mafsgebend. Für einen Reiter kann man 2 m Breite und 2,75 m Höhe rechnen. Die für Fufsgänger erforderlichen Abmessungen sind oben bereits angegeben, doch beansprucht ein unmittelbar neben einer Fahrbahn befindlicher Fufspfad etwas weniger Breite, als ein allein liegender; bei Bestimmung der Weite einer für einen einzigen Wagen eingerichteten Durchfahrt hat man die ausnahmsweise vorkommenden Wagenbreiten zugrunde zu legen. Mit Hilfe obiger Zahlen kann man nun die Breiten der Begrenzungen des lichten Raumes unter Annahme der Anzahl von Wagen, Reitern und Fufsgängern, welche gleichzeitig unter der Brücke Platz finden sollen, leicht ermitteln. Die Höhen desselben sind in der Mitte zu 3 bis 5 m und an beiden Seiten zu 2,5 bis 3 m, je nach der Bedeutung der Strafsen, anzunehmen.[55])

Für die bislang besprochenen Bauwerke genügt gewöhnlich die Anordnung einer Öffnung. Ausnahmen sind: Unterführungen breiter städtischer Strafsen, wenn Stützen an der Kante der Fufswege angeordnet und hierdurch eine grofse und zwei kleine Öffnungen gebildet werden, Wegeüberführungen über Eisenbahneinschnitte, bei welchen mitunter Nebenöffnungen am Platze sind, und Fufsgängerbrücken über Bahnhöfe. Beispiele findet man in Abb. 7, Taf. III, Abb. 3 u. 4, Taf. V, sowie Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 293 (von Kaven, Über Wegebrücken und Brückentore). Ferner: Die Bauwerke der Berliner Stadt-Eisenbahn. Berlin 1886. Berlin und seine Bauten. Berlin 1896. Band I.

2. Durchlässe und Brücken über nicht flofsbare Bäche. Bei der Ermittelung der Lichtweiten der Durchlässe pflegt man die Normalien (vergl. S. 41) zu Hilfe zu nehmen. Dieselben werden unter Annahme bestimmter und in runden Zahlen angesetzter Lichtweiten entworfen. Als kleinstes Mafs pflegt man 0,6 m anzunehmen, ferner sind Weiten von 0,75 m, 1 m u. s. f. gebräuchlich. Unter diesen Zahlen wird eine den örtlichen Verhältnissen entsprechende ausgewählt.

---

[54]) v. Kaven, Anleitung zum Projektieren von Eisenbahnen. Aachen 1878. S. 52. — Deutsches Bauhandbuch III, S. 351.

[55]) Neue städtische Strafsenunterführungen beim Umbau der Bahnanlagen in Köln. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 467. — Über dem Bürgersteig wurden für die mit Bogen überbrückten Unterführungen als Mindestlichtmafs der Höhe 2,2 m zugelassen.

Behufs Ermittelung der Höhe ist die Scheitellinie der Umgrenzung des lichten Raumes 0,3 bis 1 m oberhalb des Hochwasserspiegels anzunehmen und jedenfalls nicht tiefer als 0,75 m oberhalb des Wasserstandes, bei welchem die Eisgänge stattfinden. Man hat hierbei ein besonderes Augenmerk auf ein mögliches Vorkommen gröfserer, im Hochwasser treibender Gegenstände, sowie darauf zu richten, ob über die Lage des Hochwasserspiegels keinerlei Zweifel obwalten. Diese Erwägungen können zur Annahme eines gröfseren Abstandes, als vorhin angegeben, führen. Nach Festlegung der Scheitellinie des lichten Raumes läfst man die Unterkante gerader Tragkonstruktionen nahezu mit derselben zusammenfallen, während man die Endpunkte von Stichbögen bis auf die Hochwasserlinie senken, den Halbkreisbogen und den Korbbogen aber wohl noch etwas tiefer ansetzen kann; ausnahmsweise geschieht letzteres auch bei Stichbögen. Alles dieses gilt, wie schon hier bemerkt werden mag, nicht allein für Durchlässe, sondern auch für Brücken über Bäche und Flüsse, wenn auf letzteren kein Wasserverkehr stattfindet.

Die Lichtweite der Bachbrücken wird häufig nach denjenigen ausgeführter, denselben Wasserlauf überspannender Bauwerke bemessen, wobei man von der Voraussetzung ausgeht, dafs die letzteren richtig angeordnet seien. Will man gründlicher verfahren, so ist die Gröfse des Niederschlaggebiets der betreffenden Wasserläufe zugrunde zu legen oder wenigstens neben jenen Ermittelungen zu berücksichtigen. Die betreffenden Untersuchungen gehören aber weniger dem Brückenbau, als dem Wasserbau an, sie sind deshalb in den dritten Teil dieses Werkes (3. Aufl.) aufgenommen und im Anhang an das III. Kapitel desselben von S. 340 an gegeben.[56]) Daselbst ist gezeigt, wie die abfliefsenden Regenmengen und die Abflufsgeschwindigkeiten zu ermitteln sind, wie man hierdurch zu einer Bestimmung der von Hängen und aus Niederungen zum Abflufs kommenden gröfsten Wassermengen gelangt und wie aus letzteren die Lichtweiten der Durchlässe sich berechnen. Ergänzend soll bemerkt werden, dafs die geognostische Beschaffenheit des Niederschlaggebiets einen wesentlichen Einflufs auf die Abflufsmengen ausübt, was nachgewiesen zu haben das Verdienst Belgrands ist.[57]) Dafs die hier empfohlenen eingehenden Untersuchungen über die Lichtweiten gröfserer Durchlässe der Mühe wert sind, beweist der Umstand, dafs bei diesen Bauwerken Zerstörungen oder ernstliche Beschädigungen durch Hochfluten keineswegs zu den Seltenheiten gehören.

Die in Rede stehenden Bauwerke zeigen selten mehr als eine Öffnung, eine Bildung mehrerer Öffnungen findet nur ausnahmsweise und aus baulichen Gründen statt, z. B. bei Plattendurchlässen. Durch die Anwendung mehrerer Öffnungen statt einer wird übrigens der Ausflufskoeffizient erheblich abgemindert, was bei Bestimmung der Lichtweiten nicht unberücksichtigt zu lassen ist.

Wenn aufser dem Bach auch eine Strafse zu überbrücken ist, so kann man die alsdann entstehende Aufgabe auf verschiedene Weise lösen. Man kann

1. für den Bach und für die Strafse getrennte Bauwerke anlegen,
2. ein Bauwerk mit einer Öffnung für Bach und Strafse herstellen und
3. dem Bauwerke mehrere Öffnungen geben und eine Öffnung dem Bach, eine andere der Strafse zuweisen.

---

[56]) Man vergleiche auch: Deutsche Bauz. 1885, S. 193 (Menz, Über Vorarbeiten und einzelne Ausführungen beim Eisenbahnbau).

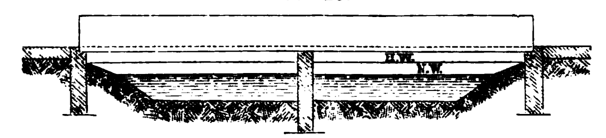
[57]) Belgrand, La Seine. Paris 1873. Chap. XX. Débouchés mouillés des ponts.

Bei der letztgenannten Anordnung kann man Bach und Strafse entweder nebeneinander oder übereinander (s. Abb. 5, Taf. I) legen; auch Abb. 20 u. ff. auf Taf. V sind hierzu zu vergleichen.

Um die richtige Wahl zwischen diesen Anordnungen zu treffen, hat man dieselben bei verschiedenen Gelegenheiten durch Aufstellung von Vorentwürfen näher untersucht und es ist in den beiden auf Taf. II, Abb. 3 und Abb. 8 bis 10 dargestellten Fällen die Entscheidung zu gunsten eines einzigen Bauwerks mit mehreren Öffnungen ausgefallen.[58])

3. Brücken über künstliche Wasserläufe. Die künstlich hergestellten Wasserläufe dienen entweder Verkehrszwecken oder nicht. Beiden Arten gemeinsam sind geringe Schwankungen der Wasserstände und ein regelmäfsig begrenztes und auf Berechnung beruhendes Querprofil, aus welchem sich die Lichtweiten der betreffenden Brücken gewöhnlich ohne weiteres ergeben. Weil die Eisgänge ohne Bedeutung zu sein pflegen und weil auf treibende Bäume u. dergl. nicht Rücksicht zu nehmen ist, so kann die Unterkante gerader Träger in einem mäfsigen Abstande von etwa 0,25 bis 0,50 m über dem höchsten Wasserstande angebracht werden, wenn kein Wasserverkehr vorhanden und wenn eine solche Lage im übrigen zweckmäfsig ist. Die für die Flöfserei und für kleine Schiffahrt erforderlichen Höhen sollen weiter unten besprochen werden. Ein hierher gehöriges Beispiel gibt Abb. 19 (schematische Ansicht einer Brücke über den Hageneck-Kanal bei Aarberg, Schweiz). In diesem Falle beträgt der oben bezeichnete Abstand 1,5 m.

Abb. 19.



Bei Brücken über Schiffahrtskanäle des Binnenlandes kommt die Höhe der Schiffsgefäfse in Betracht, ferner mufs das Normalprofil des Kanals gegeben sein, welches im Bereiche des Wassers bekanntlich trapezförmig gestaltet ist. Der Kanal wird neuerdings meist an beiden Seiten von Leinpfaden, die 2,0 bis 3,5 m breit sind, begleitet. Über die lichten Höhen und lichten Weiten der die Kanäle überspannenden Brücken sei hier in Übereinstimmung mit Kap. X des dritten Teiles dieses Werkes (3. Aufl.), § 16 Nachstehendes bemerkt:

Für den Abstand zwischen dem Wasserspiegel und der Unterkante des Überbaues fester Brücken ist die Höhe leerfahrender Schiffe, namentlich die Höhe von Schraubendampfern bei niedergelegtem Schornstein, aufserdem aber auch die Höhe sperriger Ladungen — beim Transport von Holzkohlen, Heu, Stroh u. s. w. — mafsgebend; man nimmt jenen Abstand bei neuen Kanälen von Bedeutung zu mindestens 4 m an. Dies Mafs dürfte namentlich dann genügen, wenn der Überbau aus Balkenträgern besteht, welche sich nötigenfalls leicht heben lassen. Bei anderen Konstruktionen kann etwas mehr (4,5 m) empfohlen werden, es kommen aber auch Fälle vor, in welchen die in Rede stehende Höhe bis auf 5 m gesteigert wird, grofse Rheinkähne beanspruchen beispielsweise eine derartige Höhe, 3,2 m gilt als das geringste Mafs (für untergeordnete Kanäle). In Frankreich ist 3,7 m als Kleinstmafs vorgeschrieben. Wenn die Kanalstrecke, in welcher die Brücke liegt, starken Winden ausgesetzt ist, so sollte bei Be-

[58]) Näheres siehe Launhardt, Der Viadukt bei Lecker. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 380, und Lehwald, Die gröfseren Kunstbauten der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, insbesondere S. 441 (Der Viadukt über das Frieda-Tal bei Frieda).

stimmung der Lichthöhen auf das Auftreiben des Wassers durch den Wind, wodurch Höhendifferenzen bis 0,4 m erzeugt werden können, Rücksicht genommen werden.[59])

Bei Bemessung der Lichtweiten steinerner Brücken hat man früher gewöhnlich eine Einschränkung des Querprofils des Kanals vorgenommen. Die Erfahrungen beim Bau des Rhein-Marne-Kanals führten schliefslich dahin, bei einer Schleusenweite von 5,2 m eine Lichtweite der Brücken von 9 m (5,5 m für den Wasserspiegel, 2 m für den Leinpfad und 1,5 m für den Fufspfad) anzunehmen. Von anderer Seite wird empfohlen, den Wasserspiegel nach dem einundeinhalbfachen der Schiffsbreite zu bemessen, besser ist es, den Wasserquerschnitt gleich dem doppelten eingetauchten Querschnitt des Schiffes anzunehmen.

Die durch Brücken der bezeichneten Art bedingten häufigen Beschränkungen der Kanalbreite vertragen sich jedoch nicht mit den heutzutage an den Kanalbetrieb zu stellenden Anforderungen. Bei neueren Ausführungen wird man deshalb die Sohlenbreite des Kanals gewöhnlich unter den Brücken durchführen und nur eine Beschränkung der Leinpfadsbreiten auf etwa 2 m vornehmen.

Bei Brücken über Schiffahrtskanäle kann man als obere Begrenzung des Profils des lichten Raumes nach Vorstehendem eine gerade Linie, aber auch einen sanft gekrümmten Stichbogen annehmen, weil oberhalb der Leinpfade weniger Höhe erforderlich ist, als über dem Wasserspiegel.

Hierher gehören auch die über die Seekanäle führenden Brücken, unter welchen die Seeschiffe mit Masten durchfahren können müssen. Die grofsen Höhen und Breiten, welche hier unter den Brücken freigehalten werden müssen, führen zu ganz bedeutenden Bauwerken. Beim Nord-Ostsee-Kanal mufste eine Höhe von 42 m über höchstem Wasserspiegel auf 49 m Breite frei bleiben; die beiden Hochbrücken über den Kanal bei Grünental mit 156,5 m Stützweite und bei Levensau mit 163,4 m Stützweite gehören zu den bedeutendsten Brückenbauten der Gegenwart.[60])

Beim Manchester-See-Kanal beträgt das Lichtmafs zwischen höchstem Kanalwasserspiegel und Unterkante der Brücken 22,88 m.[61])

4. Umgrenzung des lichten Raumes und Anzahl der Öffnungen bei Flufs- und Strombrücken. Die lichten Höhen und Weiten werden bei Durchlässen und Bachbrücken vorwiegend durch das Verhalten des Wasserlaufes, bei Brücken über künstliche schiffbare Wasserläufe dagegen hauptsächlich durch die Rücksichten auf den Wasserverkehr bedingt, bei Flufs- und Strombrücken kommt in der Regel beides in Betracht, denn auf Flüssen und Strömen findet fast stets Flöfserei oder Schiffahrt statt. Brücken über flofsbare Bäche unterliegen denselben Erwägungen, wie Flufsbrücken.

---

[59]) Beim Elbe-Trave-Kanal beträgt die Lichthöhe über höchstem schiffbaren Elbhochwasser 4,2 m, beim Dortmund-Ems-Kanal ist dieses Mafs 4 m über höchstem Kanalwasserstande (Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 522 bezw. 1893, S. 391). 4 m Lichthöhe soll auch für die Fortsetzungen des letztgenannten Kanals nach dem Rhein und der Elbe hin Anwendung finden. Für den Umgehungskanal bei Breslau im Zusammenhang mit der Kanalisierung der oberen Oder ist 3,7 m angenommen. Beim Oder-Spree-Kanal und der Oberspree ist 3,5 m festgesetzt, in Berlin wegen der besonderen Schwierigkeiten nur 3,2 m (Deutsche Bauz. 1892, S. 635). Beim Teltow-Kanal war landespolizeilich (bei 20 m Sohlenbreite) 20 m Lichtweite und 4 m Lichthöhe über höchstem Wasserstande festgesetzt; mit beiderseitig durchgeführtem Leinpfad von 1,5 m Breite ergaben sich die Lichtweiten der Brücken zu 23 m, die Stützweite zu 24 m. Bei einer Reihe von Bauwerken hat man aber den regelmäfsigen Kanalquerschnitt auch unter der Brücke durchgeführt mit Stützweite von rund 37 m (Deutsche Bauz. 1903, S. 106).

[60]) Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 215. Ebenda 1894, S. 508.

[61]) Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 315.

Für die Flöfserei auf Wasserläufen von mäfsiger Gröfse dürfte ein freier Raum von 2,5 m oberhalb des höchsten Wasserspiegels, bei welchem dieselbe stattfinden kann, als ausreichend, eine Einschränkung dieses Mafses aber unter Umständen zulässig sein. Für die Flöfserei auf bedeutenden Wasserläufen genügt das angegebene Mafs jedoch nicht, man hat alsdann die Höhe der auf den Flöfsen befindlichen Stangen für Flaggen und Laternen zu berücksichtigen und die betreffenden Abmessungen von Fall zu Fall zu ermitteln.

Für die Lichtweiten sind zunächst die Bestimmungen über die Breiten der Flöfse mafsgebend. Bei kleinen Flüssen sind die letzteren gering; beispielsweise lassen die Breitenmafse eines Flofsdurchlasses bei Teinach (s. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 363) darauf schliefsen, dafs die durchfahrenden Flöfse höchstens 4 m Breite haben; auch die Flöfse auf dem Neckar oberhalb Heilbronn dürfen nicht breiter als 4 m sein; unterhalb Heilbronn darf die Breite das Mafs von 8,5 m, die Länge das Mafs von 300 m nicht überschreiten. Auf dem Main von der Einmündung der Regnitz bis Frankfurt ist als gröfste Breite der Flöfse oberhalb Würzburg 9 m, unterhalb Würzburg 11 m vorgeschrieben, als gröfste Länge für Flöfse aus hartem Holz 90 m, für solche aus weichem Holz 130 m; auf der kanalisierten Strecke des Mains darf kein Flofs breiter als 11 m sein, die zulässigen Gröfstlängen sind wie auf der nicht kanalisierten Strecke. Ein Flofsschleppzug auf dem kanalisierten Main darf nicht mehr als 4 Flöfse in der Länge und 2 in der Breite haben; die nebeneinander befindlichen Flöfse müssen gekuppelt sein. Auf dem Rhein darf die Breite der Flöfse von Mannheim abwärts die Breite von 63 m nicht überschreiten (§ 29 der Rheinschiffahrts-Polizeiordnung vom Jahre 1897); gröfste Länge ist nicht vorgeschrieben.[62]) Näheres über Flofsbreiten auf verschiedenen Flüssen kann man aus dem XV. Bande der Statistik des deutschen Reiches („Die deutschen Wasserstrafsen") entnehmen.

Man hat bei Bemessung der Lichtweiten der Brücken auch die Länge der Flöfse zu berücksichtigen, da die Mittellinien derselben oft gekrümmt sind und lange Flöfse sich nicht gut steuern lassen. Die Brückenöffnungen müssen deshalb erheblich weiter sein, als die Flöfse breit sind. Beispielsweise verlangte man bis vor kurzem auf dem Rhein von Mainz abwärts der Flofsfahrt wegen 90 bis 100 m weite Brückenöffnungen. Auch für die Wormser Rheinbrücken war es als wünschenswert vorgeschrieben, dafs keine Brückenöffnung im Wasserspiegel bei Mittelwasser geringere Breite als 90 m biete, keinesfalls aber durfte selbst eine Seitenöffnung kleinere Lichtweiten als 84 m haben. Für die Rheinbrücke bei Bonn wurde eine wenigstens 150 m im Lichten weite Mittelöffnung verlangt. Für die neue Düsseldorfer Rheinbrücke wurden gar zwei Öffnungen von je 180 m lichter Weite durch die Strombauverwaltung vorgeschrieben.[63])

Bei kleineren flofsbaren Wasserläufen ist zu berücksichtigen, dafs durch unerwartet eintretende Hochwasser nicht selten Stämme von den Holzlagerplätzen fortgeschwemmt werden, welche den Brücken gefährlich werden können, wenn deren Öffnungen gering bemessen sind. Es wird deshalb empfohlen, für alle flofsbaren Wasserläufe weite Brückenöffnungen anzuwenden und bei Bauwerken von mäfsiger Gesamtlichtweite Mittelpfeiler zu vermeiden.[64])

---

[62]) Vorstehende Angaben nach der freundlichen Mitteilung des Herrn Geh. Oberbaurat Imroth in Darmstadt.

[63]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 38; 1895, S. 22; 1896, S. 566.

[64]) Man vergleiche: Brücke über die Wiese. Allg. Bauz. 1856, S. 118 und die am Schlusse dieses Paragraphen unter den Beispielen aufgeführte Nagoldbrücke.

Bei der Schiffahrt ist die grofse und die kleine zu unterscheiden; mancher Flufs hat nur letztere aufzuweisen. Die für beide in Ansatz zu bringenden Hochmafse gehen von dem „höchsten schiffbaren Wasserstande“ aus (vergl. § 8, S. 38). Die kleine Schiffahrt, also der Verkehr mit Nachen und kleinen Segelbooten kann schwerlich mehr als 3 m über diesem Wasserstande beanspruchen. In Betreff der grofsen Schiffahrt soll hier diejenige des Rheins als Beispiel angeführt werden.

Für den Rhein ist zurückzugehen bis auf die Verhandlungen, welche gelegentlich der Projektierung der Kölner Rheinbrücke stattgefunden haben. Dieser Bau fand die Rheinkähne mit Masten von bedeutenden Höhen (bis 30 m) vor, welche aus der Zeit des Einzelfahrens der Kähne stammten, in solcher Höhe aber nach Einführung des Schleppens in Zügen nicht mehr erforderlich sind. Man stellte zunächst fest, dafs es keine wesentliche Schwierigkeit hat, auch hohe Masten zum Umlegen einzurichten und zahlte den Schiffern für die betreffenden Veränderungen ansehnliche Entschädigungen. Im weiteren Verlaufe ergab sich dann, dafs die Höhen der Masten bei vielen Schiffen ohne Nachteil eingeschränkt werden konnten. Die mit Umsicht geführten Verhandlungen führten schliefslich zur Feststellung der Höhenlage des Überbaues, welche für die späteren Ausführungen fester Rheinbrücken mafsgebend geworden ist. Man vergleiche Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 175 (Lohse, Die Rheinbrücke bei Köln), ferner ebendaselbst 1864, S. 385 (Hartwich, Rheinbrücke bei Koblenz).

Auf Grund dieser Verhandlungen ist die Höhe der Unterkante eines geradlinig begrenzten Überbaues der Rheinbrücken auf 9,1 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande festgesetzt. Als jedoch für die Rheinbrücke bei Koblenz eine Bogenkonstruktion projektiert wurde, verständigte man sich dahin, dafs die angegebene Höhenlage auf eine Sehne von etwa 40 m Länge beschränkt werden könne (bei der neueren Koblenzer Rheinbrücke wurde für jede der beiden Öffnungen die Lichthöhe von 9,1 m auf eine Sehnenlänge von je 41,74 m vorgeschrieben); hierbei kommen die Scheitel des Bogens höher, die Anfänge desselben aber tiefer zu liegen als 9,1 m über dem bezeichneten Wasserstande. Derselbe entspricht beispielsweise bei Mainz einer Höhe von 4,75 m a. P., während der Maximalhochwasserstand 5,95 m a. P. beträgt.

Für die Rheinbrücke bei Bonn wurde verlangt, dafs in jeder Seitenöffnung auf 60 m Breite kein Teil der Konstruktion tiefer hinabreiche, als bis 8,8 m über höchstem schiffbaren Wasserstande.

Die für den Rhein bestimmten höchsten schiffbaren Wasserstände, sowie die höchsten Wasserstände (1882/83) sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Ort	Höchster schiffbarer Wasserstand	Höchster Wasserstand (1882/83)
Mannheim	+ 8,00 m	9,17 m
Mainz	+ 4,75 „	5,95 „
Bingen	+ 5,30 „	6,20 „
Koblenz	+ 7,20 „	9,20 „
Köln	+ 7,80 „	9,52 „
Düsseldorf	+ 7,50 „	8,93 „

Auf der kanalisierten Mainstrecke ist die lichte Höhe der Brücken 6,5 m über höchstem schiffbaren Wasserstande angenommen.[65])

Das Niederlegen der Masten und der Schornsteine beim Durchfahren der Brücken ist sonach auf dem Rhein, nicht minder aber auf der Elbe und anderen deutschen Flüssen Regel geworden. Allgemein geltende Mafse für das Höhenbedürfnis der Flufsschiffahrt lassen sich aber nicht angeben, dieselben müssen vielmehr von Fall zu Fall ermittelt werden.

Die Breite der Schiffe ist namentlich auf die Lichtweiten beweglicher Brücken von Einflufs. Dabei ist ein reichlich bemessener Spielraum erforderlich, ganz besonders dann, wenn es sich auch um Schiffszüge handelt, in welchen die Kähne oft paarweise geführt werden und deren Längsachse nie eine gerade Linie bildet. Über Schiffsbreiten vergl. man im dritten Teile dieses Handbuchs (3. Aufl.) Kap. X, S. 117 u. 151.

---

[65]) Nach Mitteilungen des Herrn Geh. Oberbaurat Imroth in Darmstadt.

Bei festen Brücken sind die aus den Anforderungen der Flöfserei sich ergebenden Lichtweiten in der Regel auch für die Schiffahrt ausreichend, nötigenfalls könnte man untersuchen, wieviel Breite zwei grofse und zwei kleine Fahrzeuge, stets unter Annahme reichlicher Spielräume, beanspruchen. Da die gröfseren Schiffe sich in der Mitte der Brückenöffnungen halten, so kann man für die Scheitellinie der Umgrenzung des lichten Raumes auch in diesem Falle eine Absenkung nach beiden Seiten hin annehmen; es bringt also die Anwendung von Bogenträgern und verwandten Anordnungen bei weiten Öffnungen eine Belästigung der Schiffahrt in der Regel nicht mit sich.

Nunmehr sind diejenigen Anforderungen an die lichten Höhen und Weiten der Strombrücken zu besprechen, welche sich aus dem Verhalten des Wasserlaufes, insbesondere aus der Lage des Hochwasserspiegels und aus den Abflufsmengen bei Hochwasser ergeben. In Betreff der lichten Höhe ist auf das zu verweisen, was bei Besprechung der Durchlässe (s. S. 52) hierüber gesagt ist. Man hat die obere Begrenzung der Umgrenzung des lichten Raumes einmal nach den dort angegebenen Regeln und sodann unter Berücksichtigung des Wasserverkehrs zu ermitteln und die höhere dieser Linien als mafsgebend zu betrachten.

In Bezug auf die Bestimmung der Lichtweiten ist bereits in § 8 erwähnt, dafs eine Ermittelung der beim höchsten bekannten Wasserstande sekundlich abfliefsenden Wassermenge empfehlenswert ist. Man sollte sich somit nicht darauf beschränken, den Flächeninhalt des Hochwasserquerschnitts auf Grund der Querschnittsflächen vorhandener Brücken u. s. w. festzusetzen. Die in den Brückenöffnungen eintretenden mittleren Geschwindigkeiten, also auch die Wassermengen, welche die einzelnen Öffnungen abführen, sind wesentlich abhängig von den betreffenden Wassertiefen und der Ausflufskoeffizient ist bedingt durch die Lichtweiten der einzelnen Öffnungen. Bei gleichem Gefälle und bei gleichem Wasserquerschnitt führt deshalb eine langgestreckte Brücke mit kleinen Öffnungen weit weniger Wasser ab, als eine Brücke mit einheitlichem Wasserquerschnitt bezw. weiten Öffnungen. Auch Untersuchungen über den vor allen Brücken in gröfserem oder geringerem Grade stattfindenden Aufstau, für welche die Ermittelung der Hochwasser-Ergiebigkeit Vorbedingung ist, sollten in der Regel nicht unterbleiben. Dafs dieselben beim jetzigen Stande unserer Kenntnisse nur Näherungswerte ergeben, ist kein Grund, sie zu umgehen.

Die im Vorstehenden angedeuteten Vorarbeiten stehen indessen in so innigem Zusammenhange mit der Hydraulik und der Hydrometrie, dafs an dieser Stelle nicht auf Einzelheiten eingegangen werden kann. Es mufs vielmehr auch hier auf den Anhang hinter dem III. Kapitel des dritten Teiles unseres Werks (3. Aufl.) verwiesen werden, woselbst von S. 326 an über die Ausflufskoeffizienten, die Ermittelung der Hochwassermenge, den Stau und über die Lichtweiten der Flufs- und Strombrücken bei einfach gestalteten und bei zusammengesetzten Wasserquerschnitten das Erforderliche gesagt ist. Dagegen ist an dieser Stelle folgendes zu erörtern.

Wie bereits auf S. 40 vorläufig erwähnt wurde, findet bei Hochwasser häufig eine Teilung des Talweges derart statt, dafs in Seitenarmen des Flusses oder in Vertiefungen der Talsohle neben dem Haupttalwege ein zweiter Talweg auftritt (vergl. Abb. 7[a], Taf. I und Abb. 1[a], Taf. III), und es entsteht alsdann die Frage, ob für jene Vertiefungen eine besondere Brücke als sogenannte Flutbrücke zu erbauen ist, oder ob man sich auf die Herstellung von Flutöffnungen im Anschlufs an den Hauptkörper der Brücke beschränken will. Für die Herstellung von Flutbrücken spricht die Regel, dafs man die Abflufsverhältnisse eines Wasserlaufes womöglich unverändert lassen sollte,

während in Rücksicht auf die Eisgefahren die Herstellung von Flutöffnungen den Vorzug verdient. Man hat hiernach jeden Fall für sich und mit Rücksicht auf den Kostenpunkt zu untersuchen. Bei der Rheinbrücke bei Horchheim oberhalb Koblenz (Abb. 7, Taf. I) hat man, obwohl ein nicht unbedeutender Nebenarm des Rheins vorhanden war, keine Flutbrücke angelegt, weil man fürchtete, dafs bei einer etwaigen Eisversetzung im Hauptschlauche des Rheins das gesamte Wasser dem Nebenarme zugewiesen werden könnte; ähnlich ist beim Bau der Warthebrücke bei Posen verfahren, wogegen bei Tilsit aufser der Hauptbrücke über die Memel zwei Flutbrücken ausgeführt sind.[66]) Bei den neuen Rheinbrücken bei Bonn, Düsseldorf und Worms hat man die Flutöffnungen im unmittelbaren Anschlufs an die Hauptöffnungen hergestellt.

Wenn eine Brücke Hauptöffnungen und Flutöffnungen erhalten mufs, so ergeben sich — wenigstens bei deutschen Flüssen — die Grenzen zwischen beiden und somit die Stellung zweier Pfeiler unter Berücksichtigung der Normalbreite des Flusses[67]) und des Bedarfs an Leinpfaden u. s. w. Man ermittelt alsdann die Anzahl der Hauptöffnungen nach weiter unten anzugebenden Regeln und berechnet unter Annahme eines zulässig erscheinenden Aufstaues die durch die Hauptöffnungen abströmende Wassermenge. Hiernach kann man dann die Wassermenge angeben, welche den Flutöffnungen zufällt, und weiter die durch letztere zu beschaffende Abflufsquerschnittsfläche ermitteln. Unter Berücksichtigung der Wassertiefe in den Flutöffnungen bei Hochwasser erhält man aus jener Querschnittsfläche einen vorläufigen Wert für die Gesamtlichtweite der Flutöffnungen. Bemerkt mufs indessen werden, dafs die an die Hauptöffnungen einer Brücke sich anschliefsenden Nebenöffnungen häufig auch anderen Zwecken dienen, z. B. zur Durchführung von Strafsen oder von künstlichen Wasserläufen, und dafs mitunter Nebenöffnungen lediglich zu dem Zweck gebildet werden, um die Brücke im Kriege durch Beseitigung des betreffenden Überbaues rasch unfahrbar machen zu können.

Zur Vergröfserung der Durchflufs-Querschnittsfläche der Flutöffnungen können Abgrabungen des Terrains angeordnet werden, worüber § 19 dieses Kapitels zu vergleichen ist; ausnahmsweise kommen dieselben auch in Hauptöffnungen vor.

Wenn sonach bei einer ausgebildeten Strombrücke in der Längenrichtung zwei oder mehrere Hauptteile entstehen, für welche verschiedene Öffnungsweiten am Platze sind, so ist dies doch nicht immer der Fall. Bei einem unregulierten Flusse z. B. fällt der Grund für jene Scheidung oft weg und es kann alsdann eine gleichmäfsige Einteilung geboten sein. Übrigens kommt hierbei der für den Überbau gewählte Baustoff insofern in Betracht, als man bei durchweg gewölbten Brücken auf eine gleichmäfsige Einteilung der Öffnungen mehr hingewiesen ist, als bei eisernen oder bei Brücken, deren Hauptöffnungen einen eisernen und deren Nebenöffnungen einen steinernen Überbau erhalten. — Bei den folgenden Erörterungen sollen Haupt- und Nebenöffnungen vorausgesetzt werden.

Für die Hauptbrücke werden sich nach obigem einzelne Pfeiler gewöhnlich unter Berücksichtigung der Normalbreite des Flusses festlegen, ähnliches findet statt, wenn Öffnungen mit beweglichem Überbau zur Anwendung kommen oder wenn das Querprofil eine Stelle darbietet, welche zur Erbauung eines Pfeilers besonders geeignet ist.

---

[66]) Man vergleiche auch: von Kaven, Der Wegebau. Hannover 1870, S. 463 und den ersten Teil dieses Werkes, Kap. I, S. 77 (3. Aufl.).

[67]) Über Normalbreiten vergl. den dritten Teil, Kap. XI (3. Aufl.).

Einen Pfeiler in den Talweg zu stellen, wird man vermeiden. Ferner geht aus den Anforderungen des Wasserverkehrs (vergl. S. 55) ein gewisses Kleinstmaſs für die Weiten der einzelnen Öffnungen in der Regel hervor. Sodann ist zu beachten, daſs im Bereiche des Fluſsschlauches weite Öffnungen am Platze sind, teils der Eisgänge wegen, teils deshalb, weil Pfeilergründungen im Fluſsbett gewöhnlich kostspielig und daher ihrer Zahl nach tunlichst einzuschränken sind. Dies fällt um so mehr ins Gewicht, je bedeutender die Tiefe des Wassers und die Tiefe ist, in welcher ein fester Baugrund sich findet. Mitunter ergibt sich die Anzahl der Hauptöffnungen aus derartigen Erwägungen ohne weiteres; wenn dies nicht der Fall ist, so sind die auf die enge Wahl zu setzenden Anordnungen mit Hilfe von Vorentwürfen und vergleichenden Kostenanschlägen näher zu untersuchen, wobei dann gleichzeitig die Wahl des Konstruktionssystems und des Baustoffes (vergl. § 16) mit in Betracht gezogen zu werden pflegt. Es ist nicht ausgeschlossen, hierbei das hauptsächlich für Flutöffnungen sich eignende Verfahren zu benutzen, von welchem weiter unten die Rede sein wird.

Man hat wohl die Regel aufgestellt, daſs die Anzahl der Hauptöffnungen einer Brücke eine ungerade sein müsse und kann dieselbe immerhin festhalten, wenn der Talweg annähernd in der Mitte des Querprofils liegt. Ausnahmen von dieser Regel sind jedoch zulässig, als Beispiele können die Rheinbrücke bei Horchheim (Abb. 7, Taf. I), die Elbbrücke bei Tetschen (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 21), die neue Rheinbrücke bei Düsseldorf[68]) bezeichnet werden. Weiter kann man die Regel aufstellen, daſs man den Hauptöffnungen nicht ohne besonderen Grund verschiedene Spannweiten geben sollte, um die Ausführung nicht unnötigerweise zu erschweren. Aber auch diese Regel erleidet Ausnahmen, z. B. wenn bei Bogenbrücken die Brückenbahn von der Mitte nach beiden Seiten hin geneigt ist, in welchem Falle die Anwendung ungleicher, aber nicht stark voneinander abweichender Spannweiten (vergl. Abb. 6, Taf. II) ebenso zweckmäſsig, wie das Auge befriedigend ist.[69])

Es unterliegt wohl keinem Zweifel, daſs bei Bogenbrücken eine ungerade Zahl von Öffnungen, deren Weiten von der Mitte nach den Seiten zu abnehmen, mehr befriedigt, als eine gerade Zahl von Öffnungen; das Beispiel der Mainzer Straſsenbrücke zeigt aber auch, daſs fünf Öffnungen besonders gut aussehen, zumal wenn die Verhältnisse, wie bei dem genannten Bauwerk, sorgfältig abgewogen sind. Für die Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen sind ferner Rücksichten auf die Ausführung namentlich hinsichtlich der Anbringung fester Gerüste, nicht selten entscheidend. Schlieſslich mag noch erwähnt werden, daſs bei gekrümmter Brückenachse Veranlassung vorliegt, die Weiten der einzelnen Öffnungen mehr einzuschränken, als bei gerader, weil in diesem Falle die Brückenbreite, welche auf die Kosten des Bauwerks groſsen Einfluſs hat, mit dem Abstande der Pfeiler zunimmt.

Bei Einteilung der Flutöffnungen fallen die im Vorstehenden angegebenen Anhaltspunkte zur Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen der Mehrzahl nach fort. Man kann zwar von vornherein sagen, daſs die Anzahl der Pfeiler eine verhältnismäſsig groſse sein kann, weil die Gründungen derselben vergleichsweise geringe Kosten zu verursachen pflegen und daſs deshalb kleinere Öffnungen am Platze sind; dies genügt aber in der Regel nicht zu einer bestimmten Ermittelung. Mit Hilfe des Grundsatzes aber, daſs die Baukosten so klein wie möglich sein sollten, kann man die Ermittelung der

[68]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 566; 1898, S. 557.

[69]) Über die Anzahl der Öffnungen u. s. w. vergl. auch Kap. III des zweiten Bandes.

Pfeilerzahl und der Weiten der einzelnen Öffnungen mit Erfolg vornehmen. Es ist indessen nicht angängig, dies hier weiter zu verfolgen, weil die betreffenden Rechnungen sich bei steinernen, hölzernen und eisernen Brücken verschieden gestalten, und weil dieselben bei letzteren Kenntnis der Untersuchungen über die theoretische Bestimmung ihres Eigengewichts voraussetzen.[70]) Hier sei nur noch bemerkt, dafs bei Nebenöffnungen, welche dem Landverkehr dienen, selbstverständlich das unter 1. dieses Paragraphen Besprochene zu berücksichtigen ist.

5. Brücken über Strommündungen und über Meerengen. Eine Anwendung der im Vorstehenden erörterten Grundsätze auf die genannten Brücken zeigt, dafs Öffnungen von grofser Spannweite für dieselben am Platze sind und — der Schiffahrt wegen — entweder eine ziemlich tiefe Lage der Brückenbahn unter Anwendung eines teilweise beweglichen Überbaues oder eine so hohe Lage der Bahn, dafs die Seeschiffe ohne weiteres durchfahren können. Die erstgenannte Lösung ist zugleich die bei Seekanälen meistens vorkommende, beispielsweise ist der Kanal von Amsterdam nach der Nordsee mit Drehbrücken von grofsen Öffnungsweiten versehen. Weiter folgt aus dem oben (S. 41) Gesagten, dafs Einschränkungen der Breiten des Querschnitts der Strommündungen gewöhnlich bedenklich und deshalb tunlichst zu vermeiden sind. Es kann auch noch darauf hingewiesen werden, dafs die Örtlichkeiten der in Rede stehenden Brücken die Anwendung fester Gerüste oft gänzlich ausschliefsen, was zunächst auf die Wahl des Überbaues, mittelbar aber auch auf die Bestimmung der Lichtweiten Einflufs hat.

Um anzudeuten, wie grofs die bei Brücken über Meerengen und Strommündungen in Betracht kommenden lichten Weiten und Höhen sind, sei bemerkt, dafs beim Bau der Britannia-Brücke (Abb. 2, S. 8) ein freies Rechteck von 123,5 m Länge und 32 m Höhe über Hochwasser gefordert wurde. Bei der Forthbrücke (Abb. 8, S. 20) ist man noch weiter gegangen, indem für die beiden Hauptöffnungen derselben bei Niedrigwasser ein freier Raum von 259 m Breite und 45,7 m Höhe, bei Hochwasser ein solcher von 154 m Breite und derselben Höhe vorgeschrieben wurde. Die für Seeschiffe bemessene Mittelöffnung der in Abb. 11, Taf. II dargestellten Themsebrücke ist 60 m weit und 43 m über Hochwasser hoch. Eine ähnliche Höhe (30 m über dem Wasserspiegel) war für die Donaubrücke bei Cernavoda (Abb. 9, S. 20) gefordert. Bei der über den Hudson geplanten Brücke von Lindenthal beträgt die freie Höhe über Hochwasser 45 m; Einbauten in das Bett des Hudson sind auf 914 m Weite als unzulässig erklärt.

6. Talbrücken (Viadukte). Bei einer Talbrücke wird zunächst die Gesamtlänge bestimmt und dann eine Einteilung derselben durch Pfeiler vorgenommen, während bei einer Strombrücke eine erforderliche Durchflufs-Querschnittsfläche den Ausgangspunkt für die Längenbestimmung bildet. Bei Bemessung jener Gesamtlänge sind die Stellen zu ermitteln, an welchen die Längeneinheit des Kunstbaues ebenso viel kostet, wie die Längeneinheit der anschliefsenden Dämme, wobei für unzuverlässiges Auftragsmaterial in Betracht gezogen werden sollte, dafs die Erdarbeitskosten durch Rutschungen in unerwarteter Weise gesteigert werden können.[71]) Für überschlägliche Untersuchungen kann man jene Stelle etwa da annehmen, wo der Damm 15 bis 20 m hoch ist.

---

[70]) Vorläufig sei auf Schwedlers Mitteilung über die Oderbrücken in Breslau (Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 157) hingewiesen.

[71]) Vergl. von Scholtz, Überbrückung des Ilmtals bei Weimar. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 425.

Wenn die bezeichneten Grenzen festgesetzt sind, so ist die Frage aufzuwerfen, ob eine gleichmäſsige Einteilung vorzunehmen oder ob in der Mitte eine Hauptöffnung anzuordnen ist. Hat das zu überschreitende Tal eine flache Sohle und nicht zu steile Lehnen, so ist die erstgenannte Anordnung angezeigt und es kann alsdann die Bestimmung der Weiten der einzelnen Öffnungen nach dem Gesichtspunkte erfolgen, daſs die Baukosten möglichst gering werden. Daſs einzelne Pfeiler durch die Gestaltung des Querprofils und durch die Bodenbeschaffenheit mitunter festgelegt werden und daſs bei gekrümmtem Grundriſs kleinere Öffnungsweiten am Platze sind, als bei geradem, braucht kaum wiederholt zu werden. Im allgemeinen zeigt die Erfahrung, daſs bei Talbrücken der in Rede stehenden Art, namentlich wenn Gewölbe den Überbau bilden, mäſsige Spannweiten wirtschaftlich sind. Bei gewölbten französischen Talbrücken soll mit wenigen Ausnahmen das Verhältnis der Spannweite zur Höhe der Brücke gleich 1 : 2 bis 1 : 2⅓ sein.[72])

Eine groſse Mittelöffnung ist angezeigt, wenn Täler mit schmaler Sohle und steilen, felsigen Lehnen zu überschreiten sind, die Weite derselben ist dann hauptsächvon der Bodengestaltung abhängig (vergl. Abb. 3, Taf. II, Abb. 1, Taf. IV), nicht minder dann, wenn breite und schiffbare Wasserläufe die Täler durchströmen.

Die Höhen der Talbrücken ergeben sich aus der durch die Vorarbeiten zu ermittelnden Höhenlage der benachbarten Bahn- oder Straſsenstrecken.

Das Gesagte gilt im wesentlichen auch von Strombrücken mit überreichlich groſser Konstruktionshöhe, also von den sogenannten Hochbrücken, und von den Aquaduktbrücken, die letzteren zeigen nur insofern eine Eigentümlichkeit, als man bei ihnen die Spannweiten gewölbter Öffnungen vergleichsweise etwas einzuschränken pflegt (vergl. Kap. III des zweiten Bandes).

Schlieſslich ist nochmals darauf hinzuweisen, daſs die Bestimmung der Öffnungsweiten in engem Zusammenhange mit der Wahl der Anordnung und des Baustoffes für den Überbau steht. Das im obigen Gesagte findet deshalb im § 16 mancherlei Ergänzungen. Es mag jedoch beispielsweise schon hier erwähnt werden, daſs bei Brücken mit seitlich liegenden hölzernen oder eisernen Trägern und mit tiefliegender Fahrbahn der Querverband der Träger die Spannweiten der einzelnen Öffnungen mittelbar beeinflussen kann. Wenn etwa die Ermittelungen über letztere zu Trägerhöhen geführt haben, welche einen oberen Querverband nahezu gestatten, so wird man durch Vergröſserung der Trägerhöhe einen derartigen Querverband zu ermöglichen suchen und mit der Trägerhöhe auch die vorläufig angenommenen Spannweiten abändern.

Es sollen nunmehr einige der Bauwerke, von welchen auf Tafel I bis IV Lagepläne und Längenprofile gegeben sind, in Beziehung auf die Lage der Brückenachse und der Brückenbahn, sowie auf Gröſse und Zahl der Öffnungen besprochen werden. Dies kann hier allerdings nur in sehr gedrängter Weise geschehen und es ist wegen der Einzelheiten auf die im Nachstehenden erwähnten Original-Mitteilungen ein- für allemal zu verweisen. In geeigneten Fällen werden auch in Hinblick auf § 16 dieses Kapitels hinsichtlich des Überbaues einige Bemerkungen über die Wahl des Überbaues und des Baustoffes gemacht werden.

1. **Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls** (Abb. 6, Taf. I), s. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 569. — Liegt in der Strecke Oberlahnstein-Koblenz-Güls, welche Lahn- und Moselbahn verbindet. Die Höhenverhältnisse des Geländes und die Lage der Orte Moselweiſs und Güls veranlaſsten die Erbauung einer schiefen Brücke mit 80° als Schnittwinkel der Achsen. Die Fluſsstrecke war für einen Brückenbau günstig, weil sich ein regelmäſsig begrenztes Mittelwasserbett und ein einheitlicher Über-

[72]) Vergl. Gustav Meyer, Über englische Eisenbahnbrücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 281, auch dessen Mitteilungen Deutsche Bauz. 1874, S. 375.

schwemmungsquerschnitt vorfand. Die Schiffahrt findet unter der neuen Brücke mehr Raum, als unter zwei, einige Kilometer weiter abwärts befindlichen Moselbrücken. Die Gesamtlichtweiten der letztgenannten Brücken betragen in runden Zahlen 260 m bezw. 250 m, die Gesamtlichtweite der neuen Brücke aber nur 230 m. Weil die neue Brücke aber erheblich weniger Pfeiler hat, als jene alten, so ist das gewählte Mafs trotzdem ausreichend. Ein Vergleich der Durchflufs-Querschnittsfläche der neuen Brücke mit derjenigen der gewölbten Brücke bei Koblenz ergibt folgendes. Letztere bietet beim mafsgebenden Hochwasser vom Jahre 1845 eine Durchflufs-Querschnittsfläche von 1823 qm dar, sie hat aber — aufser einigen ganz kleinen — 15 bis 20 m weite Öffnungen, der Ausflufskoeffizient kann dementsprechend zu 0,75 angenommen werden, so dafs nicht mehr als 1367 qm als nutzbar anzusehen sind. Da nun die entsprechende Durchflufs-Querschnittsfläche der neuen Brücke 1557 qm mifst, so kann dieselbe als richtig bemessen bezeichnet werden um so mehr, als der Rückstau des Rheinstromes bei der neuen Brücke unbedeutend, bei der alten, um 800 m oberhalb der Moselmündung belegenen dagegen sehr bemerklich ist.

Die Brücke hat 3 Stromöffnungen von je 65 m Lichtweite, die mittlere überspannt die tiefsten Stellen der Stromrinne und wird vorzugsweise für die Talfahrt benutzt, die Bergfahrt bewegt sich je nach den Wasserständen durch eine der beiden anderen Öffnungen, welche auch die Leinpfade (einen Sommerleinpfad und einen am anderen Ufer höher liegenden Winterleinpfad) aufnehmen. Die reichlich vorhandene Höhe gestattete die Überspannung der Stromöffnungen mit einer Bogenkonstruktion aus Schweifseisen. An die Strombrücke schliefsen sich rechts und links zwei mit Gewölben überdeckte Öffnungen von je 17 m Lichtweite an, die rechtsseitige Öffnung dient für die Chaussee von Trier nach Koblenz, welche nahezu hochwasserfrei liegt.

2. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Horchheim oberhalb Koblenz (Abb. 7, Taf. I), s. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 89. — In der Gegend dieser Brücke war der Rhein vor Erbauung derselben in zwei Arme geteilt, bot also eine keineswegs günstige Überschreitungsstelle. Es waren aber überwiegende Gründe vorhanden, die Lage der Brückenachse so, wie geschehen, zu wählen; erstens konnten für die gewählte Stelle die Brückenrampen, deren Endpunkte gegeben waren, angemessen entwickelt werden, zweitens gestattete dieselbe Raum für die an die Brückenachse sich anschliefsenden Kurven, drittens waren die seitens der Militärverwaltung gestellten Anforderungen ausschlaggebend. — Dafs man im vorliegenden Falle nicht eine von der Hauptbrücke getrennte Flutbrücke ausgeführt, sondern eine Beseitigung der erwähnten Stromspaltung vorgezogen hat, ist bereits erwähnt (s. S. 58). Durch Abgrabungen und durch Baggerungen an der linken Seite des Stromes wurde Ersatz für das infolge der Koupierung der „Rheinlache" verloren gehende Durchflufsprofil geschaffen.

Die Gesamtlichtweite konnte auf Grund der Abmessungen leicht festgesetzt werden, welche die nicht weit entfernte ältere Eisenbahnbrücke bei Koblenz erhalten hat; sie wurde zu 312 m angenommen, während die Koblenzer Brücke 300 m aufweist; auch das Durchflufsprofil der neuen Brücke ist etwas gröfser, als das der genannten älteren. Um das an der rechten Seite des Stromes befindliche Fahrwasser nicht zu beeinträchtigen, wurden zwei Hauptöffnungen von je 106 m Lichtweite angeordnet, es finden sonach die grofsen mit Dampfkraft fahrenden Rheinschiffe sowohl bei der Bergfahrt, wie bei der Talfahrt eine weite Öffnung stets frei. Zwei Stromöffnungen von je 25 m Weite, die eine rechts, die andere links, innerhalb welcher sich die Leinpfade befinden, dienen den kleineren Fahrzeugen. Die beiden äufsersten Öffnungen an der linken Seite sind Flutöffnungen. Über die Höhenlage der Brückenbahn vergl. S. 56.

Für den Überbau der beiden Hauptöffnungen wurde in Rücksicht auf die schönen Umgebungen von vornherein eiserne Bogenkonstruktion bestimmt, die kleineren Öffnungen sind mit Gewölben versehen. — Der Bau wurde 1878 vollendet.

3. Viadukt der Rheinischen Eisenbahn über das Ruhrtal bei Herdecke (Abb. 8, Taf. I), s. Zeitschr. f. Bauk. 1881, S. 7. — Die Lage der Stadt und die Notwendigkeit, das Ruhrtal an einer schmalen Stelle zu überschreiten, bedingten den für die Brücke gewählten Platz; die beschränkte Breite des Tales (etwa 500 m) und die Lage des Bahnhofes Herdecke veranlafsten eine gekrümmte Lage der Brückenachse. — Nach Hörde zu ist eine Wasserscheide zu überschreiten, und es sollte hierbei das Steigungsverhältnis 1 : 100 eingehalten werden. Die Höhe der Bahn legte sich nun von dem Wasserscheiden-Tunnel aus fest und es ergab sich einerseits, dafs die Steigung 1 : 100 noch auf der Brücke beginnen und anderseits, dafs die Brücke eine Höhe von 27 bis 30 m über der Talsohle erhalten mufste. Behufs Bestimmung des Durchflufsprofils wurde eine annähernde Ermittelung der Hochwassermenge vorgenommen, welche einen sekundlichen Abflufs von 880 cbm ergab. Auch die Hochwassergeschwindig-

keit (2,3 m) konnte durch Messung ermittelt werden. Mit der hieraus berechneten Gesamtlichtweite wurden die Weiten zweier vorhandenen Brücken verglichen und in genügender Übereinstimmung gefunden.

Die Umgegend und namentlich der Einschnitt für den Bahnhof Herdecke lieferten gutes Steinmaterial, es war somit die Herstellung eines gewölbten Bauwerkes angezeigt, um so mehr, als die gekrümmte Brückenachse auf Spannweiten von mäfsiger Gröfse hinwies (vergl. S. 59). Man hat auch die Kosten eines eisernen Überbaues ermittelt und dieselben bei den zur Zeit der Entwurfsverfassung (1873) herrschenden hohen Eisenpreisen erheblich gröfser gefunden, als die Kosten einer Steinkonstruktion. Eingehende Untersuchungen über die Anzahl und die Weiten der einzelnen Öffnungen liefsen die gewählte Anordnung (12 Öffnungen von je 20 m Lichtweite) als die zweckmäfsigste erkennen. Es kam hierbei zu statten, dafs die Ruhr bei Herdecke noch nicht schiffbar ist; für die Eisenbahnbrücken, welche weiter unterhalb die schiffbaren Strecken des Flusses überschreiten, ist die Herstellung von mindestens einer 40 m weiten Schiffahrtsöffnung vorgeschrieben. Die Öffnungen sind zu je vieren gruppiert, demnach zwei Gruppenpfeiler (Hauptmittelpfeiler) angeordnet.

Das Bauwerk ist 1878 vollendet. Der linksseitige Damm hat am Brückenende rund 25 m Höhe.

4. Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lauenburg (Abb. 9, Taf. I), s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 393. — Bei den Verhandlungen in den fünfziger Jahren hatte man für die Brückenachse die punktierte Linie *DC* (Abb. 9b) in Aussicht genommen.[78] Neuere Untersuchungen liefsen die in der bezeichneten Abbildung mit ausgezogenen Linien dargestellte Lage vorteilhafter erscheinen. Es schien angemessen, die Brücke an die Grenze zwischen der unterhalb belegenen Stromenge und einer über die Aue sich weit ausbreitenden Inundation zu legen. Als ganze Länge konnte der Abstand zwischen dem (durch Abgrabung etwas verkleinerten) Bahnkörper des Bahnhofs Lauenburg und dem Ufer bei Hohnstorf, 478 m, ohne weiteres angenommen werden. Für die Höhenlage der Brückenbahn war mafsgebend, dafs der Schiffahrt wegen zwischen Trägerunterkante und dem höchsten schiffbaren Wasserstande (5,02 m a. P. zu Lauenburg) 3,77 m vorhanden sein mufsten und es ergab sich bei 0,04 m Gefälle von der Brückenstelle bis zum Pegel und bei 1,24 m Konstruktionshöhe die Höhe von Schienenoberkante oberhalb der Stromöffnungen zu 10,07 m a. P. zu Lauenburg. Oberhalb der rechtsseitigen Flutöffnungen ist für die Brückenbahn ein Gefälle (5°/oo) angeordnet, und zwar in Rücksicht auf tunlichste Einschränkung der Veränderungen des Bahnhofs Lauenburg. Die Brücke hat zwei Öffnungen mit beweglichem drehbaren Überbau erhalten und zwar am linken Ufer, weil daselbst die Fahrstrafse der Schiffe liegt; diese Öffnungen haben je 14 m Lichtweite, weil die Eisenbahnfähren, welche bis zur Vollendung des Baues dieselben passieren mufsten, 13 m Breite hatten. Aufser den genannten Drehöffnungen hat man 3 Stromöffnungen von je 100,5 m und 3 Flutöffnungen von je 49,5 m Lichtweite angeordnet. Der Überbau ist durchweg aus Eisen hergestellt.

5. Eisenbahnbrücke über die Weser bei Fürstenberg (Abb. 10, Taf. I), s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 173. — Die Lage der Brückenachse konnte normal zum Flusse angeordnet werden; für die Wahl der Übergangsstelle war entscheidend, dafs die Weser etwas weiter unterhalb einen Nebenflufs aufnimmt, es wäre also weiter stromabwärts ein gröfseres Durchflufsprofil erforderlich gewesen. Die Lage der Brückenbahn wurde durch die Geländeverhältnisse bedingt; die Bahn liegt, wie Abb. 10a zeigt, am rechten Weserufer schon in der Nähe der Brücke im Einschnitt, aber auch am linken Ufer durchsetzt dieselbe einen tiefen Felseneinschnitt und hat nach der Brücke hin Gefälle. Es war sonach eine unbeschränkte Konstruktionshöhe vorhanden.

Bei der Bestimmung der Durchflufsöffnung wurde die Gröfse eines 600 m oberhalb der Brücke befindlichen einheitlichen Stromquerprofils als mafsgebend angesehen und aus dem 1068 qm betragenden Hochwasserprofile desselben, unter Annahme eines Ausflufskoeffizienten = 0,95, ein Durchflufsprofil von 1124 qm abgeleitet. Anfangs gedachte man die ganze Brücke zu wölben und entwarf dementsprechend 4 Stromöffnungen von je 30 m Weite. Es stellte sich aber heraus, dafs eine Wölbung mit Quadern doch merklich teurer sei, als ein eiserner Überbau, so dafs letzterer für die Stromöffnungen gewählt wurde, für die Flutöffnungen blieb man aber bei der Steinkonstruktion. Für jene wären nun zwei Öffnungen von je 60 m wirtschaftlich etwas günstiger gewesen, als drei von je 40 m, dagegen waren drei Öffnungen vorteilhafter für Schiffahrt und Flöfserei, gewährten auch ein besseres Aussehen; sie wurden dementsprechend bevorzugt. Die Anordnung der Flutöffnungen (links drei, rechts zwei) ergab sich hauptsächlich aus der Lage der Inundationsgrenzen. Über die in Abb. 10b dargestellten Leitdämme vergl. § 19.

---

[78]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 63. (Gutachten über das Projekt einer Elbüberbrückung bei Lauenburg in wasserbaulicher Hinsicht, in welchem namentlich erörtert ist, inwieweit eine solche Überbrückung die Eisgefahren vermehren würde.)

6. Strafsenbrücke über die Nagold bei Teinach (Abb. 2, Taf. II), s. Zeitschr. f. Bauk. 1883, S. 347. — Die Lage dieses Bauwerks, welches eine baufällige hölzerne Brücke ersetzt, wurde unter Berücksichtigung der Stellung des benachbarten Bahnhofs-Hauptgebäudes bestimmt. Die an dasselbe sich anschliefsende Strafsenstrecke steigt von der Chaussee nach Calw aus mit 2%, auf der Brücke steigt die Fahrbahn bis zur Brückenmitte mit 0,5% und fällt dann mit 0,5% nach dem Bahnhof hin. Für das Durchflufsprofil gewährte dasjenige der bezeichneten Holzbrücke einen brauchbaren Anhaltspunkt, es wurden aber auch weitergehende Untersuchungen angestellt (s. die Original-Mitteilung). Guter Baustein war zur Hand, weshalb von vornherein ein gewölbter Überbau in Aussicht genommen wurde. Die Herstellung einer Öffnung stellte sich als das billigste heraus, war aber auch durch Rücksichten auf Flöfserei geboten; allerdings liegen hierbei die Kämpfer des Gewölbes nahezu 2 m unterhalb selten erreichter Hochwasserlinien. Die Brücke hat gewölbte Widerlager erhalten und, um das Gewölbe nicht zu tief eintauchen zu lassen, nur $^1/_{10}$ der 33 m betragenden Lichtweite zur Pfeilhöhe. Die Konstruktionshöhe beträgt (rund) 1,6 m.

7. Strafsenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Kastel (Abb. 6 u. 7, Taf. II). — Im Jahre 1880 wurde der Bau einer festen Brücke beschlossen und zur Gewinnung zweckentsprechender Entwürfe ein Wettbewerb ausgeschrieben. Über diesen haben die Zeitschriften, u. a. das Zentralblatt der Bauverwaltung in 1881, ausführlich berichtet. Der mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf wurde im wesentlichen bei der Ausführung beibehalten, Abänderungen fanden hauptsächlich aus Anlafs einer Veränderung der in Vorschlag gebrachten Baustelle und bezüglich der Einzelheiten statt.

Die Gesamtlichtweite der Stromöffnungen beträgt 450 m, entsprechend der für diese Strecke bestimmten und durch ältere Uferbauten festgelegten Normalbreite. Für die Höhenlage enthielten die gelegentlich der Erbauung früherer Rheinbrücken, namentlich der Bogenbrücken bei Koblenz, geführten Verhandlungen mafsgebende Anhaltspunkte, ebenso bezüglich der lichten Weite der Stromöffnungen. Hiernach mufste mindestens in einer der letzteren die Bogensehne in einer Höhe von 13,85 m über Null am Mainzer Pegel (M. P.) eine Länge von 41,7 m erhalten, während die lichte Weite, mit Rücksicht auf die Flofsfahrt, wenigstens 90 m betragen sollte. Die Höhe der Fahrbahn in der Mitte der Brücke ist 18,25 m über Null am M. P. Dies beträchtliche Mafs erklärt sich aus der Anordnung einer Bogenbrücke, welche mit Rücksicht auf die Umgebung und die Einfügung des Brückenbildes in die Landschaft zu wählen war. Die Fahrbahn fällt von der Mitte nach beiden Ufern — die Höhenkote am Anfang der Eisenkonstruktionen der Stromöffnungen beträgt noch 13,90 m — wodurch einerseits die Gestaltung der Abfahrtsrampen erleichtert, anderseits eine ästhetische Wirkung erreicht wird. Die Höhenlage der Ufer bezw. der Rampenanfänge beträgt am linken Ufer 6 m M. P., am rechten Ufer 4 m, bezw. 5 m. Die Brückenrampen haben Steigungen von 1 : 30 erhalten. Die gesamte lichte Weite zerfällt in 5 Stromöffnungen, deren Weiten dem Vorstehenden entsprechend nach den Ufern abnehmen und zwar betragen die Weiten von der Mitte nach beiden Ufern: 102,1 m, 98,1 m, 86,3 m.

Die Wahl einer zweckmäfsigen Lage der Brücke und einer ebensolchen Anordnung der Zufahrtsrampen war mit Rücksicht auf die gegebenen Verhältnisse — gröfste Höhe der Fahrbahn in den Stromöffnungen, verhältnismäfsig tiefe Lage der anschliefsenden Strafsen — schwierig. In erster Linie war die Ausführung der Brücke an der Ausmündung der „grofsen Bleiche", einer nach dem jetzigen Hauptbahnhofe führenden Strafse, in Aussicht genommen; während der mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf die Achse auf die Mittellinie des grofsherzoglichen Schlosses (Palais) gerichtet hatte (Abb. 6, Taf. II). Es blieb bei der erstgenannten Lösung in Betracht zu ziehen, dafs die grofse Bleiche unter spitzem Winkel gegen den Rhein ausmündet, die Brückenachse daher mit der Verlängerung der grofsen Bleiche ebenso wenig zusammenfallen, wie der Übergang in gleicher Höhe mit derselben, sondern nur in beträchtlicher Ansteigung erfolgen konnte. Anderseits wurde eine Unterführung der parallel zum Rheine gelegenen Rheinstrafse unter der nach der grofsen Bleiche führenden Rampe, auch bei einer lichten Höhe von 5,5 bis 6 m, von den städtischen Behörden als durchaus untunlich erklärt, während die Anlage der Seitenrampen auf dieser Strafse und damit die Herstellung einer verlorenen Steigung von 5 bis 6 m Höhe nicht für sachgemäfs erachtet werden konnte. Nach mannigfachen sorgsamen Erwägungen wurde die in Abb. 7, Taf. II dargestellte Anordnung mit der Lage der Achse auf die Mitte des Zeughauses für die Ausführung gewählt. Der Verkehr der Rheinstrafse bleibt hierbei ungestört, die nördliche Rampe beginnt an der grofsen Bleiche, deren Verkehr nach der Brücke, der Rheinstrafse und dem Rhein vollkommen frei ist.

Der Überbau besteht aus Schweifseisen, die Ausführung ist im Jahre 1882 begonnen, 1885 beendet worden; die Gesamtkosten haben 3600000 Mk. betragen.

8. Strafsenbrücke über die Themse in London (Tower-Brücke, Abb. 11, Taf. II), s. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 57 u. 73. — Eine Verbindung zwischen den an beiden Ufern der Themse

befindlichen Stadtteilen Londons, welche östlich von der Londonbrücke liegen (vergl. Abb. 11[b]), mittels einer Brücke ist schon seit Jahren dringendes Bedürfnis und man hat für dieselbe eine Stelle unfern des Towers gewählt. Zwischen ihr und der Londonbrücke liegen zahlreiche Werften, die neue Brücke darf deshalb den Verkehr mit Seeschiffen nicht behindern, mufs aber aufserdem einem sehr lebhaften Strafsenverkehr gewachsen sein. Die gewählte Anordnung hat eine Fahrbahn, welche in gleicher Höhe über dem Hochwasser liegt, wie diejenige der Londonbrücke, so dafs kleinere Fahrzeuge ohne weiteres durchfahren können; für die Seeschiffe mit stehenden Masten ist jedoch die mittlere Öffnung von 60,96 m Lichtweite als Klappbrücke konstruiert. Die beiden Seitenöffnungen mit je 82,3 m Lichtweite sind durch Kettenbogen überspannt, welche drei Gelenke haben, zum Scheitel unsymmetrisch liegen und landseitig verankert sind. Die Aufhängepunkte der Ketten auf den Mittelpfeilern sind durch sie verbindende Zugbänder verspannt; letztere sind an Gitterträgern aufgehängt, die zugleich für den Fufsgängerverkehr bei geöffneter Klappe dienen. Der Untergurt dieser Träger liegt 43,28 m über Hochwasserspiegel, während bei geschlossener Klappe immerhin noch 9 m lichte Höhe über Hochwasser verbleibt. In den eisernen, mit Werksteinen umkleideten Türmen führen Treppenanlagen und Druckwasseraufzüge zu den Fufsgängerbrücken hinauf, so dafs auch bei geöffneten Klappen wenigstens der Fufsgängerverkehr aufrecht erhalten bleibt. Die Brückenbreite beträgt auf den festen Überbauten 18,29 m, auf den Klappen 15,24 m.

9. Strafsen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn (Abb. 1, Taf. III), s. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 35. — Für die Lage dieser Brücke waren die Anforderungen der Militärverwaltung ausschlaggebend. Es war anfangs in Aussicht genommen, die Weichsel 700 m unterhalb der städtischen Holzbrücke zu überschreiten, woselbst der Strom ungeteilt ist. Um jenen Anforderungen zu entsprechen, mufste aber der Brückenachse eine Lage gegeben werden, welche den im allgemeinen geltenden Regeln wenig entspricht. Die Strombrücke konnte zwar gerade und normal zur Flufsrichtung geführt werden, die Flutbrücke hat aber bei gekrümmtem Grundrifs eine ansehnliche Länge erhalten. Auch eine Steigung (von 6,7‰) der Brückenbahn liefs sich nicht vermeiden; ihre Höhenlage wurde derart angenommen, dafs die Trägerunterkante am linksseitigen Brückenende 2 m über dem höchsten bekannten Wasserstande liegt. Ermittelungen über die Hochwassermengen sind vorgenommen, aber ohne ein zuverlässiges Ergebnis. Man legte deshalb das Hochwasser-Durchflufsprofil der städtischen Holzbrücke (3910 qm) zu Grunde und gab der neuen Brücke ein etwas gröfseres Profil (4150 qm). Durch eine Abgrabung (vergl. Abb. 1[a]) könnte man dies Durchflufsprofil noch vergröfsern, es hat sich jedoch ein Bedürfnis, diese Abgrabung auszuführen, nicht gezeigt. Die Lichtweiten der einzelnen Öffnungen sind in Abb. 1[a] angegeben. Die Gesamtlichtweite beträgt 895 m. Die Brücke hat durchweg eisernen Überbau erhalten; sie wurde 1873 vollendet.

10. Die König Karl-Brücke über den Neckar zwischen Stuttgart und Cannstatt (Abb. 8, Taf. III), s. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 61, auch als Sonderdruck erschienen Berlin 1895. — Die Gesamtlichtweite in Hochwasserhöhe beträgt 235 m; dieselbe erschien als genügend, weil die etwas unterhalb gelegene, die gröfsten Hochwasser ungehindert durchlassende Eisenbahnbrücke nur 197 m Durchflufsweite aufweist. Die Einteilung der gesamten Lichtweite in die Einzelöffnungen ergab sich aus den örtlichen Verhältnissen: die Pfeilerstellung war durch die Lage des Mühlkanals auf der linken Uferseite, durch die bestehenden Wege auf der Insel, sowie durch die Forderungen gegeben, dafs in das Flufsbett des Neckar keine Pfeiler eingestellt werden und dafs Mitte des Flusses und Mitte der Brücke zusammenfallen sollten. So kam man auf die Anordnung von fünf Öffnungen, deren Lichtweiten in Hochwasserhöhe betragen 45,01 m, 47,50 m, 49,98 m, 47,50 m, 45,01 m. Um alle tragenden Teile unter die Fahrbahn legen zu können, also vollkommen freien Verkehr auf der Brücke zu haben, wählte man eine Bogenbrücke, welche auch aus Schönheitsrücksichten an dieser bevorzugten Stelle meistberechtigt war. Die Kämpfergelenke der Bogenträger liegen 23 cm über dem höchsten bekannten Hochwasser vom Jahre 1824, die Pfeile der Bögen sind in den einzelnen Öffnungen 4,375 m, 4,735 m, 4,856 m, 4,505 m, 3,695 m, also $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{10,5}$ der Lichtweite. Die linksseitige Brückenrampe steigt mit 1,2% bis zum linken Endpfeiler der Brücke, von hier aus ist die Fahrbahn nach einer Parabel der Gleichung $y^2 = 20950,16\, x$ gekrümmt, welche Parabel von der Steigungslinie der Zufahrt im genannten Punkte berührt wird. Die Parabel geht bis zur Brückenmitte; von da bis zum rechten Endpfeiler ist die Fahrbahn nach der Kurve $y = 2,36 \frac{x^2}{l^2} - 0,75 \frac{x^3}{l^3}$ mit $l = 125,35$ m geformt; die Kurve hat in Brückenmitte wagerechte Tangente, am Ende wird sie durch die Steigungslinie der rechten Zufahrt, welche mit 2% ansteigt, berührt; am Ende der rechtsseitigen Brückenrampe mufste noch ein Stück mit 3,36% Ansteigung eingelegt werden. Der bogenförmige Längsschnitt der Brücke wirkt sehr befriedigend.

Höchster Punkt der Brückentafel liegt 10,5 m über Niedrigwasser und 20,13 m über tiefster Fundamentfläche der Pfeiler. Die Brücke ist in Flufseisen (weichem Martin-Eisen) hergestellt.

11. Feste Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms (Abb. 12, S. 24 und Abb. 9, Taf. III). Für die Bestimmung der Lichtweiten und Lichthöhen waren folgende Bedingungen mafsgebend: Die Breite des Rheines bei Mittelwasser (87,632 N. N.) durfte nicht unter 300 m betragen. Wünschenswert war, dafs keine der Brückenöffnungen bei Mittelwasser im Wasserspiegel eine geringere Breite als 90 m bot (vergl. S. 55); jedoch wurde als zulässig erachtet, die Breiten der Seitenöffnungen bis auf 84 m einzuschränken, falls die architektonische Gestaltung dies als zweckmäfsig erscheinen lassen sollte. In jeder Stromöffnung wurde ferner eine lichte Durchfahrtshöhe von 8,3 m über Hochwasser auf eine Breite von wenigstens 42 m verlangt. Auf dem rechten Rheinufer war eine Anzahl Flutöffnungen anzulegen, deren Pfeiler den Abflufsquerschnitt tunlichst wenig verringern sollten; linksrheinisch waren Uferstrafsen mit Gleisen zu unterführen. — Der bei dem Wettbewerb mit dem ersten Preise ausgezeichnete und der Ausführung zugrunde gelegte Entwurf (der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg im Verein mit Geh. Oberbaurat Prof. Hoffmann und Grün & Bilfinger) hat in der eigentlichen Strombrücke drei mit flufseisernen Bogenträgern überspannte Öffnungen von bezw. 95,1 m, 106,3 m, 95,1 m Kämpferweiten. Rechtsrheinisch sind 9 überwölbte Flutöffnungen, 3 Gruppen mit je drei Öffnungen; zwischen je zwei Gruppen befindet sich ein starker Gruppenpfeiler. Die Weiten der Öffnungen betragen von 35 m bis 18 m. Linksrheinisch sind vier überwölbte Öffnungen angeordnet. Um die bedeutende Höhe in der Brückenmitte zu erreichen, steigt die Fahrbahn auf beiden Seiten mit 1 : 30 (3,33 %) bis zum Beginn der grofsen Stromöffnungen; auf diesen ist sie nach einer Parabel mit 2,58 m Pfeilhöhe gekrümmt. Die Gewölbe der Flut- und Seitenöffnungen wurden mit Bleieinlagen im Scheitel und Kämpfer als Dreigelenkbogen konstruiert. Die Ausführung erfolgte in den Jahren 1897/99. Die Abb. 3^a u. 3^b, Taf. X des 2. Bandes zeigen die architektonische Ausbildung einiger Pfeiler dieser Brücke.

12. Strafsenbrücke über den Rhein bei Bonn (Abb. 13, S. 24), s. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 21, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 361, Deutsche Bauz. 1895, S. 49. — Zur Erlangung möglichst zweckentsprechender Pläne für diesen Bau war ein öffentlicher Wettbewerb ausgeschrieben. Für die Bestimmung der einzelnen Öffnungsweiten und die Gesamtdurchflufsweite waren schwere Bedingungen vorgeschrieben. Es wurde eine wenigstens 150 m im Lichten weite Mittelöffnung verlangt, aufserdem jederseits eine Seitenöffnung, in welcher die Konstruktionsunterkante wenigstens auf 60 m Breite 8,8 m über höchstem schiffbaren Wasserstande liegen sollte. Endlich mufste für den Durchflufs des Hochwassers je nach der Lage der Brücke eine Querschnittsfläche von 4380 qm bis 4600 qm vorhanden sein. So ergab sich eine Gesamtlichtweite von rund 400 m. Bei dem Wettbewerb traten die Hängebrücken in scharfen Wettstreit mit den Bogenbrücken. Beide genügten den grofsen Schönheitsansprüchen, welche an landschaftlich so bevorzugter Örtlichkeit gestellt werden mufsten, die Hängebrücken gestatten aber eine wesentlich tiefere Lage der Brückenfahrbahn und damit geringere Rampensteigungen. — Der für die Ausführung gewählte Entwurf der Gutehoffnungshütte (Direktor Professor Krohn in Sterkrade) hatte eine grofse Mittelöffnung von 195 m und zwei Seitenöffnungen von je 109,2 m Stützweite, aufserdem rechtsrheinisch vier je 15 m weite überwölbte Flutöffnungen. Die drei Hauptöffnungen sind mit flufseisernen Bogenträgern überspannt, welche bei den beiden Seitenöffnungen ganz unter der Fahrbahn (mit Pfeilverhältnis 1 : 10,9) liegen; in der grofsen Mittelöffnung erhebt sich der Bogen weit über die Fahrbahn, welche in dem mittleren Teile an den Bogen gehängt ist. Zu der 195 m weiten Mittelöffnung, welche über das geforderte Mafs von 150 m bedeutend hinausgeht, kam man, weil die 150 m breite Schiffahrtsstrafse nicht in der Mitte des Stromes, sondern näher zum linken Ufer liegend verlangt wurde, man eine unsymmetrische Brücke aber vermeiden wollte. Die Brückenbahn steigt in den Seitenöffnungen nach der Mitte zu mit 2,5 % (1 : 40); in der Mittelöffnung ist sie nach einer Parabel mit 1272 mm Scheitelhöhe gekrümmt. Vorstehende Angaben sind nach dem Ergebnis des Wettbewerbes gemacht; die Ausführung zeigt einige geänderte Einzelheiten; insbesondere konnten die Stützweiten auf 187,2 m bezw. 93,6 m verringert werden. Es darf wohl auf die gelungene architektonische Behandlung aufmerksam gemacht werden.

13. Die Talbrücke bei Müngsten (Abb. 1 bis 5, Taf. IV), s. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 161, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897, S. 1321. — Zweigleisige Eisenbahnbrücke in der Linie Remscheid-Solingen, ein hervorragendes Beispiel für die Überbrückung eines engen, tiefen Tales. Die Bahn überschreitet die Wupper in einer Höhe von 107 m; auf beiden Talhängen ist in geringer Tiefe unter der Oberfläche ein guter, tragfähiger Baugrund, welcher an jeder Stelle die Gründung von Pfeilern ohne Schwierigkeit gestattete. Die Wasserverhältnisse der Wupper boten keine besonderen Schwierigkeiten,

so dafs die Entscheidung über die Anordnung des Bauwerks, die Zahl und Lichtweiten der einzelnen Öffnungen hauptsächlich nach wirtschaftlichen und Schönheitsrücksichten, sowie aus dem Gesichtspunkte einer verhältnismäfsig leichten Aufstellbarkeit getroffen werden konnte. Es wurden drei Entwürfe von hervorragenden Brückenbauanstalten ausgearbeitet, eiue Gerüstbrücke *(trestle-work)*, eine Auslegerbrücke und eine Bogenbrücke. Die letztere wurde zur Ausführung gewählt; sie besteht aus einer grofsen Mittelöffnung, welche durch einen Bogen von 170 m mittlerer (160 m innerer und 180 m äufserer) Stützweite überspannt wird und aus beiderseits sich anschliefsenden Gerüstbrücken. Dieselben haben auf Remscheider Seite zwei Öffnungen von je 45 m und eine von 30 m Stützweite mit zwei zugehörigen Gerüstpfeilern von je 15 m Ansichtsbreite, auf der Solinger Seite eine Öffnung von 45 m und zwei von je 30 m Stützweite mit zwei Gerüstpfeilern wie vor. Die Gesamtlänge der Eisenkonstruktion beträgt demnach 465 m. Über den Bogenwiderlagern sind ebenfalls Gerüstpfeiler, aufserdem über dem Bogen Pendelstützen in Abständen von 30 m bezw. 15 m. Die Bogenträger sind gelenklos; sie haben am Kämpfer 12,206 m, im Scheitel 4 m Abstand der Gurtmittel und liegen in Ebenen, welche um $^1/_7$ gegen die lotrechte Ebene geneigt sind. Die beiden äufsersten Pfeiler nach Remscheid bezw. Solingen zu sind als Ankerpfeiler zur Aufnahme von Längskräften, die in der Fahrbahn auftreten, ausgebildet. Die Gerüstpfeiler und die Gerüstbrücke wurden von festen Gerüsten aus montiert, der grofse Bogen mit der darüberliegenden Gerüstbrücke mittels fahrbarer Drehkrane, die auf den Obergurten der Gerüstbrücke liefen, frei vorgebaut. — Die Brücke ist von der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg gebaut und von deren Direktor, Rieppel, entworfen. Das Gewicht der eisernen Überbauten einschliefslich der Anker und Ankerroste beträgt rund 5100 t. Der Baustoff ist Flufseisen. Ausführungszeit 1895 bis 1897.

Sonstige Mitteilungen, in welchen über die Lage der Brückenachse und der Brückenbahn Beachtenswertes vorkommt, sind:

Hartwich, Die Rheinbrücke bei Koblenz. Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 385.

Pischier, Überbrückung des Rheins oberhalb Düsseldorf. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 237.

Häseler, Die Elbbrücke bei Dömitz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 557.

Überbrückung des Memeltals bei Tilsit. Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 21.

Schnorr von Carolsfeld und Rothmüller, Bau der Eisenbahnbrücke über den Inn bei Königswart. Zeitschr. f. Baukunde 1878, S. 223.

Brinckmann, Rheinbrücke bei Wesel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 499.

Seefehlner, Margarethen-Donaubrücke bei Budapest. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 190.

Der Kinzua-Viadukt. Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 310.

Lohse, Die Eisenbahnbrücken über die Elbe bei Hamburg und Harburg. Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 79.

Müller, Die Lange Brücke in Potsdam. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 107.

Schachert, Umgestaltung der Bahnanlagen bei Barmen-Rittershausen. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 281.

Gleim u. Engels, Die Strafsenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 219.

Dressen, Magens und Lesser, Eisenbahnbrücke über die Eider bei Friedrichstadt. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 443.

Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 235. — Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 323. — Deutsche Bauz. 1894, S. 45.

H. Klette, Die Königin Karola-Brücke in Dresden. Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen 1897, S. 313.

Die Moselbrücke bei Trarbach-Traben. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 219.

Die Kornhaus-Brücke in Bern. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 397.

Die neue Rheinbrücke bei Bonn. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 617. — Deutsche Bauz. 1898, S. 645. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 309.

Die Rheinstrafsenbrücke bei Düsseldorf. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 247. — Deutsche Bauz. 1898, S. 629. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897, S. 821; 1898, S. 320.

Die Strafsenbrücke über die Süder-Elbe bei Harburg. Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 477. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897, S. 616 u. s. w. — Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 293.

Die Brücken des Elbe-Trave-Kanals. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 763.

Donaubrücke bei Ehingen. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 506.

Wettbewerb um eine Neckarbrücke bei Mannheim. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 265. — Deutsche Bauz. 1901, S. 249. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 845; 1902, S. 43.

Die Neckarbrücke bei Neckarhausen. Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 455.

§ 12. Angreifende Kräfte. Die Brücken werden, aufser durch die Einflüsse der Atmosphäre und der Witterung, durch äufsere Kräfte — Belastungen — in Anspruch genommen. Die letzteren wirken teils lotrecht, teils wagerecht; es soll hier eine übersichtliche Darstellung derselben gegeben, insbesondere die Grundlage für ihre Bemessung und insoweit diese Kräfte nur schätzungsweise beurteilt werden können, deren zweckentsprechende Berücksichtigung besprochen werden. Hierbei lassen sich unterscheiden:

A. Inanspruchnahmen des Bauwerks unabhängig von der Benutzung
- a) durch das Eigengewicht,
- b) durch den Wind,
- c) durch Wasser und Eis,
- d) durch Erddruck,
- e) durch Temperaturänderungen.

B. Inanspruchnahmen des Bauwerks infolge der Benutzung
- f) durch die Verkehrslast,
- g) durch Schwingungen und Stöfse,
- h) durch die Fliehkraft.

a) Eigengewicht. Beim Beginne eines Entwurfes, insbesondere der statischen Begründung desselben, ist es erforderlich, über das Eigengewicht der einzelnen Teile und des Ganzen vorläufige Annahmen zu machen. Man benutzt hierbei Ermittelungen über ausgeführte ähnliche Bauwerke, auch zweckmäfsig Tabellen oder zeichnerische Darstellungen; vielfach empfiehlt es sich, nach und nach die einzelnen Teile des Bauwerks zu berechnen und deren Gewichte zu ermitteln. Dabei geht man von den untergeordneten zu den wichtigeren Teilen, also von der Fahrbahntafel zu den Fahrbahnträgern, Querträgern und schliefslich den Hauptträgern über. Hiermit und unter Berücksichtigung der bekannten Verkehrslast wird alsdann das Gewicht der Hauptträger bestimmt. Ausführlicheres wird in den folgenden Kapiteln für die verschiedenen Brücken, unter Berücksichtigung der Baustoffe gegeben werden.

Die Übereinstimmung der hinsichtlich des Eigengewichtes gemachten vorläufigen Annahmen ist nach Fertigstellung des Entwurfes, bezw. mit dem Vorschreiten der Vorarbeiten zu prüfen; erforderlichenfalles sind die hiernach verbesserten Gewichtsannahmen zur endgiltigen Berechnung zu benutzen.

b) Winddruck. Der Druck des Windes gegen eine senkrecht mit der Geschwindigkeit v getroffene Fläche wird zu $w = 0{,}125\ v^2$ **kg** f. d. **qm** angegeben. Es berechnet sich hiernach

für $v =$	5	10	15	20	25	30	35	40	48	**m**
$w =$	3	12	27	48	75	108	147	192	278	**kg** f. d. **qm**.

Bei einer Geschwindigkeit von über 20 **m** wird der Wind mit Sturm, bei einer solchen von über 30 **m** mit Orkan bezeichnet.

Über die Gröfse des Winddruckes liegen vielfache Beobachtungen vor, welche teilweise ganz aufserordentlich hohe Werte ergeben. In unseren Gegenden sind jedoch aufsergewöhnlich hohe Drücke nicht beobachtet worden, und es wird für die Bestimmung der in die Berechnung einzuführenden Zahlen ein Anhalt aus verschiedenen Unfällen gewonnen werden können. Es ist im allgemeinen nicht bekannt geworden, dafs ein beladener Güterwagen vom Winde umgeworfen wurde, entsprechend etwa einem Drucke von 250 **kg** f. d. **qm**; dagegen ist dies bei leeren Güterwagen geschehen, was etwa 100 **kg** f. d. **qm** entspricht. Die allgemeine Aufmerksamkeit wurde auf eine

richtige Bemessung des Winddruckes, bezw. eine sorgfältige Anordnung der Konstruktionen, durch den am 28. Dezember 1879 erfolgten Einsturz der Tay-Brücke gelenkt. Der wahrscheinliche Wert des Winddruckes wird in diesem Falle auf 195 **kg** f. d. **qm** und höher angegeben, doch ist eine zutreffende Berechnung bezüglich des für den Umsturz nötig gewesenen Winddruckes nicht möglich, da die Diagonalen der Pfeiler nicht ordnungsmäfsig wirkten und dementsprechend ein Abbrechen der einzelnen Säulen unter geringeren Drücken möglich war. Es ist höchst wahrscheinlich, dafs die sehr grofsen Winddrücke nur auf kleine Flächen, gewissermafsen stückweise wirken und dafs man bei grofsen Flächen nicht auf die gleichzeitige Inanspruchnahme der ganzen Flächen durch die vorgeführten gröfsten Winddrücke zu rechnen braucht. Bei durchbrochenen Konstruktionen sind die Flächen von hintereinander liegenden Trägern zu berücksichtigen.

In England wird seit dem Einsturze der Tay-Brücke verlangt: 1. Die Berücksichtigung eines gröfsten Druckes von 273 **kg** f. d. **qm**; 2. je nach dem Verhältnisse der durchbrochenen zur vollen Fläche bei hintereinander gelegenen Tragwänden die Einführung der ein- bis zweifachen Ansichtsfläche eines Trägers als vom Winde getroffene, in die Berechnung aufzunehmende Druckfläche.

Bei der Forthbrücke hat man im allgemeinen die doppelte Ansichtsfläche der Brücke, abzüglich 5 % wegen der röhrenförmig gestalteten Querschnitte zugrunde gelegt. Zugleich gaben die Erbauer Baker und Fowler durch Anstellung besonderer Versuche eine weitere Aufklärung. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen zeigten einerseits, dafs starke Windstöfse eine geringe seitliche Ausdehnung zu haben scheinen, wonach es angängig sein würde, Bauwerke von längerer Erstreckung mit geringeren Drücken zu berechnen, für deren Bemessung indessen ein sicherer Anhalt fehlt. Andererseits lieferten die über den Einflufs von hintereinander folgenden Flächen angestellten Messungen das Ergebnis, dafs die Annahme, als Druckfläche die einundhalbfache Ansichtsfläche in die Rechnung einzuführen, zu grofse Werte ergibt und es zeigte sich weiter, dafs eine geschlossene Fahrbahndecke auf die Verminderung des Druckes wirkt.

Im allgemeinen genügt es in Deutschland, die Gröfse des Winddruckes für die belastete Brücke mit 150 **kg** f. d. **qm** zu bemessen, und für unbelastete Konstruktionen, soweit deren Standsicherheit in Betracht kommt, einen gröfsten Druck bis zu 280 **kg** f. d. **qm** in Betracht zu ziehen. Die Angriffsfläche des Windes ist aus der Ansichtsfläche der Konstruktion zu bestimmen, wobei für durchbrochene Hauptträger auch die Fläche der hintereinander liegenden Träger in angemessener Weise zuzuziehen und die Fahrbahn im allgemeinen als volle Fläche zu rechnen ist. Als Winddruck gegen die Verkehrslast ist der Druck auf die Fläche eines Wagenzuges, wofür bei Eisenbahnbrücken ein Streifen von 3,0 **m** Höhe, bei Strafsenbrücken ein solcher von 2,5 **m** Höhe gesetzt werden kann, in Rechnung zu bringen. Für die Berechnung der Windverbände sind die ungünstigsten Stellungen des überfahrenden Zuges bezüglich der Wirkung des Winddruckes in Betracht zu ziehen; dabei ist auch zu berücksichtigen, dafs der Wind zu verschiedenen Zeiten die Brücke in entgegengesetzter Richtung treffen, somit in denselben Teilen Spannungen von entgegengesetztem Sinne hervorrufen kann.

Die neuen Vorschriften für die Berechnung der eisernen Brücken auf den preufsischen Staatsbahnen (Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 485 u. f., sowie ebenda 1903, S. 301 u. f.) schreiben vor: Bei belasteter Brücke ist der Winddruck mit 150 **kg/qm**, bei unbelasteter Brücke, sofern dieser Fall für die Standsicherheit in Betracht kommt, mit 250 **kg/qm** in Rechnung zu stellen. Die Angriffsfläche der Brücke ist nach den wirklichen Abmessungen schätzungsweise zu bestimmen; diejenige des Eisenbahnzuges ist als ein Rechteck einzuführen, dessen Höhe von Schienenoberkante aus gerechnet 3 **m** beträgt.

Bei den bayerischen Staatsbahnen rechnet man mit 150 **kg/qm** bezw. 300 **kg/qm**, und als wirksame Ansichtsfläche ein fortschreitendes volles Rechteck von 3,5 **m** Höhe. Bei Fachwerksbrücken sind die Ansichtsflächen beider Träger, soweit dieselben nicht mit der Ansichtsfläche der Fahrzeuge und der Fahrbahntafel zusammenfallen, der Berechnung zugrunde zu legen. Für Strafsenbrücken

gilt das Gleiche, nur ist die Höhe des Verkehrsbandes mit 2,5 m zu bemessen (Deutsche Bauz. 1896, S. 27 u. 36).

Die neueren französischen Verordnungen schreiben 170 kg/qm bezw. 270 kg/qm vor. Verkehrsband für Eisenbahnen 3 m hoch, von einer Grundlinie aus gerechnet, welche 0,5 m über Schienenoberkante liegt. Je nach der mehr geschützten oder mehr den Stürmen ausgesetzten Lage des Bauwerks können die obigen Ziffern vermindert oder müssen sie erhöht werden (Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 277).

Die gleichen Zahlen, 170 kg/qm und 270 kg/qm, schreibt die österreichische Verordnung vom 15. September 1887 vor.

c) Wasser und Eis. Hauptsächlich ist hier der Angriff des strömenden Wassers in Betracht zu ziehen, welcher durch Unterspülung und durch den Stofs schwimmender Körper oder des Eises gegen die Pfeiler und die der Oberfläche des Wassers nahegelegenen oder in dieselbe eintauchenden Teile des Überbaues das Bauwerk gefährdet.

Diese verschiedenen Wirkungen erfordern besondere Rücksichtnahmen bezüglich der Höhenlage des Oberbaues, der Stärke und Tiefe der Pfeilerfundamente, ferner die Anbringung besonderer Vorkehrungen, wie Eisbrecher u. dergl. Namentlich bei Herstellung von hölzernen oder eisernen Pfeilern ist Vorsicht geboten, da erfahrungsgemäfs Pfähle von dem Eise geradezu durchsägt und auch eiserne Pfahljoche durch Abscherung zerstört werden können.

Bei Flüssen mit starken Anschwellungen, welche zur Zeit der hohen Wasserstände schwimmende Körper, Holzflöfse u. dergl. mit sich führen, kann die Zerstörung der Bauwerke dadurch eintreten, dafs die treibenden Gegenstände sich vor den Öffnungen festsetzen und die Brücke unterspült wird (Kinzigbrücke bei Offenburg). Ähnliche Wirkungen können bei Eisgang vorkommen, und es ist denselben durch hinreichende Weite und Höhe der Öffnungen, sowie auch sorgsame und genügend tiefe Gründung entgegenzuwirken.

Die Belastung durch Schnee kann im Maximum für Brücken mit 80 bis 100 kg f. d. qm angenommen werden. Im allgemeinen wird diese Belastung nicht berücksichtigt, da das Zusammentreffen einer stärksten Belastung durch Verkehr und Schnee nicht vorkommt.

Bei der Bestimmung des Gewichtes der zur Verwendung kommenden Stoffe ist zu beachten, dafs dieselben sich sehr häufig in durchnäfstem Zustande befinden und hierbei ein wesentlich gröfseres Gewicht als trocken besitzen.

Bei Aquadukt- und Kanalbrücken ist im wesentlichen nur eine unveränderte Belastung, entsprechend dem höchsten Wasserstande, in Betracht zu ziehen, da abgesehen von dem unwesentlichen Einflusse des Staues bei einer Kanalbrücke das Gewicht durch ein übergehendes Fahrzeug nicht vergröfsert wird, indem dieses an die Stelle des verdrängten Wasserkörpers tritt.

d) Erddruck. Der Erddruck beeinflufst die Standfähigkeit der Endpfeiler und der Flügel der Brücken erheblich und es ist deren Anordnung und Stärkebestimmung mit Rücksicht hierauf vorzunehmen. Hierbei kommt noch in Betracht, dafs die Standfähigkeit einzelner Teile zunächst ohne eine Hinterfüllung zu prüfen ist, indem die Verhältnisse nach Eintritt der Hinterfüllung sich günstiger gestalten können. Bei unsicherem, beweglichen Untergrunde sind namentlich auch die infolge etwaiger Anschüttungen veränderten Gleichgewichtsverhältnisse desselben, welche durch seitliche Bewegungen die Standfähigkeit der Pfeiler, insbesondere diejenige von Einzelgründungen gefährden können, von vornherein sorgfältig zu untersuchen.

Auch die Stirnmauern steinerner Brücken unterliegen dem Angriffe des Erddruckes und zwar bei Durchnässung des Bodens mitunter in erheblichem Maſse. Endlich sind noch die starken Beanspruchungen zu erwähnen, welche die unter hohen Überschüttungen liegenden Brücken durch den Erddruck erfahren. Wegen Bemessung desselben ist auf das V. Kapitel des ersten Teiles dieses Handbuches zu verweisen, für die Gestaltung der Brücke findet sich das Nähere in Kapitel II u. a.

e) Temperaturänderungen. Es sind Vorkehrungen zu treffen, daſs die durch Temperaturänderungen verursachten Formänderungen ohne Nachteil für das Bauwerk eintreten können. Bei den eisernen Brücken ist aus diesem Grunde stets ein Teil der Auflager beweglich zu gestalten; auſserdem sind auch an den Verbindungsstellen der Bahn mit den Pfeilern besondere Konstruktionen erforderlich. Es treten durch gleichförmige, namentlich aber durch ungleichförmige Erwärmung der einzelnen Trägerteile Formänderungen im ganzen, sowie Spannungen in den Bauwerken auf, welche bei der allgemeinen Anordnung und der Querschnittsbildung zu berücksichtigen sind. Diese Einflüsse, welche im einzelnen in den späteren Kapiteln Besprechung finden werden, sind sehr häufig beträchtlich, und es sind dieselben bei Berechnung, Konstruktion und Ausführung sorgsam zu berücksichtigen. Als Temperaturunterschied gegen die normale Aufstellungstemperatur werden sehr häufig $\pm 30°$ C. angegeben[74]), hinsichtlich der ungleichförmigen Erwärmung einzelner der unmittelbaren Bestrahlung ausgesetzten oder beschatteten Teile von Eisenbauten sollen Unterschiede bis zu 20° C. beobachtet worden sein. Im Nachstehenden sind noch die Ausdehnungskoeffizienten für einige in Betracht kommende Baustoffe für einen Zwischenraum von 0° bis 100° C. angegeben:

Eisen	0,00117 $\left(\frac{1}{850}\right)$	Stahl	0,00115 $\left(\frac{1}{870}\right)$
Sandstein . . .	0,00117 $\left(\frac{1}{850}\right)$	Guſseisen . . .	0,00111 $\left(\frac{1}{900}\right)$

Weiter sind noch die Wirkungen der Temperaturänderungen namhaft zu machen, welche sich beim Gefrieren des in Zwischenräume, Fugen und Risse eingedrungenen Wassers ergeben. Die hierbei auftretende Ausdehnung bahnt nicht selten eine Zerstörung der Baustoffe an und hat mindestens eine Lockerung der Verbindungen zur Folge.

Auf die Dauer des Baustoffes haben aber auch die mittleren Temperaturen, sobald sie sich mit Feuchtigkeit paren, einen wesentlichen Einfluſs, es ist z. B. die sogenannte feuchte Wärme, welche beim Holze das Faulen wesentlich befördert. Da sich nun die Wärme in der Regel nicht abhalten läſst, während gegen das Eindringen des atmosphärischen Wassers Vorkehrungen getroffen werden können, so ergibt sich, daſs eine durchgreifende Entwässerung der Brücken und ihrer Teile bei allen Konstruktionen, gleichviel aus welchem Baustoff, stets auf das Sorgsamste angeordnet werden muſs.

f) und g) Verkehrslast. Schwingungen und Stöſse. Die Gröſse der Verkehrslast bestimmt sich nach der Art des über die Brücke geführten Verkehrsweges und es sind hierin Eisenbahnbrücken und Straſsenbrücken zu unterscheiden, im weiteren noch solche für Hauptbahnen oder Hauptstraſsen, bezw. Bahnen und Straſsen von mehr untergeordneter Bedeutung. Wegen der Aquadukt- und Kanalbrücken vergl. man die Bemerkungen auf S. 70.

Bei der Berechnung ist in Betracht zu ziehen, daſs sich die Verkehrslast nicht auf vollständig glatter Bahn, ohne Stöſse und Erschütterungen bewegt. Bei Eisenbahn-

[74]) Die neue preuſsische Verordnung für die Staatsbahnen schreibt als Grenzen — 25° und + 45° C. vor (Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 486 u. 1903, S. 303).

brücken geben die Unebenheiten der Gestänge, die Stoſsverbindungen derselben, sowie die Bewegungen der Lokomotiven und Wagen Veranlassung zu stoſsenden Wirkungen und noch mehr ist dies bei Straſsenbrücken infolge der Unebenheiten der Bahn der Fall.

Ferner ist diejenige dynamische Wirkung der Verkehrslast zu berücksichtigen, welche infolge des mehr oder minder plötzlichen Aufbringens der Verkehrslast auftritt; die Konstruktion gerät dadurch in Schwingungen um die der ruhenden Belastung entsprechende Gleichgewichtslage. Die hierbei auftretenden Spannungen und Durchbiegungen sind unter Umständen erheblich gröſser als bei ruhender (statischer) Belastung. Die rechnungsmäſsige Bestimmung der erwähnten Einflüsse ist äuſserst schwierig und allgemein kaum lösbar, da immerwährend und rasch sich ändernde Laststellungen und Lastgröſsen infolge der Schwankungen der Fahrzeuge und andere schwer zu berücksichtigende Umstände in Frage kommen. Eingehend ist dieser Gegenstand im Kap. VII, S. 39 u. f. (3. Auflage) auf Grund der neueren Untersuchungen behandelt worden und wird darauf, sowie auf die nachstehend angeführten Arbeiten verwiesen.[75])

Dr. Zimmermann, Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last. Berlin 1896.

Fr. Engesser, Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken. II. Teil, S. 166 u. f.

Melan, Über die dynamische Wirkung bewegter Lasten auf Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 293.

Glauser, Glaser's Annalen Bd. 29, Heft 6, Bd. 30, Heft 3.

Zimmermann, Die Wirkung bewegter Lasten auf eiserne Brücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 448; 1892, S. 159, 199 (Glauser), 215; 1895, S. 474; 1896, S. 249, 257, 264. — Ann. des ponts et chaussées 1889, II. S. 341.

Die vorgenannten Einwirkungen werden bei der Berechnung in der Regel nur insoweit in Betracht gezogen, als unter Einführung der einfachen Verkehrslast die Bestimmung der Querschnittsflächen mit einem erheblichen Sicherheitskoeffizienten erfolgt. Man führt ein Vielfaches der Verkehrslast in die Berechnung ein, wobei der betreffende Multiplikator sowohl den vorgenannten Einwirkungen, wie einer möglichen späteren Vergröſserung der Verkehrslast Rechnung zu tragen bestimmt ist. So wurde von Gerber und Anderen bei Bestimmung der zulässigen Spannung die Verkehrslast, mit 1,5 multipliziert, in Rechnung gebracht.

Über die Gröſse der Wirkung der Stöſse wird angegeben, daſs dieselben bei Bahn- und Straſsenbrücken zu 10% der Belastung beobachtet wurden, die Seitenstöſse bis höchstens 3,2% der lotrechten Belastung. Die letzteren, sowie die beim Befahren der Eisenbahnbrücken, auch in gerader Bahn, entstehenden seitlichen Pressungen, entstehen vorzugsweise durch das bei schnell fahrenden Zügen sehr fühlbare Schlängeln der Eisenbahnfahrzeuge. Weiter wird darauf hingewiesen, daſs die lotrechten Radpressungen fahrender Lokomotiven erheblichen Schwankungen unterworfen sind. Man vergl. Georg Meyer, Grundzüge des Eisenbahn-Maschinenbaues (1. Teil, § 80, § 116 u. ff.), und O. Weber, Stabilität des Gefüges der Eisenbahngleise (Anhang).

Entsprechend dem derzeitigen Stande der Theorie ist es üblich, die Berechnung unter Zugrundelegung der statischen Belastungen vorzunehmen, d. h. man nimmt wohl an, daſs die Lasten sich bewegen, um die jeweilige ungünstigste Stellung der Lasten zu ermitteln, berechnet dann aber so, als ob die Lasten an diesen Stellen in Ruhe

[75]) Vergl. u. a. Résal, Ann. des ponts et chaussées 1882, Okt. S. 337; 1883, März, S. 277. — Schwingungen der Brücken. Scientific american, Supplement 1888, S. 6071. — Köpcke, Beseitigung der Schwankungen einer Hängebrücke. Deutsche Bauz. 1885, S. 65.

wären. Entweder führt man diejenigen Lastenzüge ein, welche ungünstigstenfalls über das Bauwerk schreiten können, oder man legt der Berechnung gleichförmige Belastungen zu Grunde, welche möglichst denselben Einflufs haben, wie die wirklich verkehrenden Lasten (Belastungsgleichwerte). Indem wegen der Einzelheiten auf die späteren Kapitel und Bände verwiesen wird, möge hier schon bemerkt werden, dafs die Wirkung eines aus Einzellasten bestehenden Wagenzuges weder für Konstruktionen von verschiedener Weite und Anordnung, noch für alle Teile derselben Konstruktion durch dieselbe gleichförmige Belastung ersetzt werden kann. Die Berechnung unter Zugrundelegung der wirklich verkehrenden Lastenzüge ist als die zuverlässigere stets vorzuziehen und bei der heutigen Ausbildung der Theorie und der zeichnerischen Verfahren ohne Schwierigkeit durchführbar — zumal mit Hilfe der Einflufslinien. Immerhin gibt es Fälle, in denen die Berechnung mit gleichförmig verteilten, stellvertretenden Lasten Vorteile bietet und üblich ist; keinenfalls sollte man dieselben aber für die Fahrbahnteile anwenden.

Eisenbahnbrücken. Die Brücken der Vollbahnen werden berechnet unter Zugrundelegung von Wagenzügen, wie solche von den verschiedenen Bahnverwaltungen aus den schwersten Lokomotiven und beladenen Fahrzeugen zusammengestellt zu werden pflegen. Vielfach ist es gebräuchlich, für jedes Gleis einen Bahnzug anzunehmen, bestehend aus drei schwersten, die Brücke voraussichtlich befahrenden Lokomotiven und einer unbeschränkten Zahl von Güterwagen, welche den Lokomotiven folgen oder auch gleichzeitig vorangehen und folgen, je nachdem die Beanspruchung des zu berechnenden Konstruktionsteiles bei der einen oder anderen Anordnung gröfser wird. In der Regel zieht man einen Zug in Betracht, von dessen Maschinen die erste vorwärts oder rückwärts gekehrt wird, je nachdem für die vorzunehmende Berechnung die eine oder die andere Stellung ungünstigere Ergebnisse liefert. Nur aus Lokomotiven bestehende Züge kommen zwar ausnahmsweise, unter anderem im Kriege vor, es ist indessen nicht nötig, die Bestimmung der Querschnitte hiernach zu bemessen. Erforderlichenfalls wird geprüft werden können, ob bei Brücken von gröfserer Weite ein solcher Zug die Brücke ohne nachteilige bleibende Formänderungen überfahren kann.

In Bezug auf die Annahme der Achsbelastungen kann noch auf die technischen Vereinbarungen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen und die Normen für den Bau und die Ausrüstung der Haupteisenbahnen, sowie die Grundzüge für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Neben- und Lokaleisenbahnen verwiesen werden. Im September 1900 ist in die Technischen Vereinbarungen des Vereins als bindende Bestimmung aufgenommen worden, dafs die Tragfähigkeit neuzubauender oder umzubauender Brücken mindestens dem nachstehenden Schema entsprechen mufs:

	Lokomotive						Tender			Güterwagen			
Abstände	3	1,5	1,4	1,4	1,4	4	1,6	1,6	1,3	1,25	2,5	1,25	m
Achslasten	14	16	16	16	16	13	13	13		9	9		t

Es ist ein Zug mit zwei Lokomotiven und einer unbeschränkten Zahl einseitig angehängter Güterwagen einzuführen. Die Lokomotiven sind in ungünstigster Stellung anzunehmen, d. h. falls sich hierdurch gröfsere Beanspruchungen ergeben, so sind sie Kopf an Kopf zu stellen. Für kleine Träger ist das nachstehende Belastungsschema zugrunde zu legen, falls es ungünstiger ist als das vorstehende; dabei ist stets das Gewicht der an ungünstigster Stelle stehenden Achse zu 18 t anzunehmen.

Abstände		1,4	1,4	1,4	m
Achslasten	16	18	16	16 t	

Über die bei Nebeneisenbahnen und Lokaleisenbahnen anzunehmenden Belastungen sind ausführliche Angaben in Kapitel VII, S. 26 u. 27 (3. Auflage) gemacht.

Auf Grund der vorerwähnten neuen Bestimmung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen hat die preufsische Staats-Eisenbahnverwaltung im April 1901 neue Belastungsvorschriften erlassen.

Die neue preufsische Verordnung vom April 1901 für die Berechnung der eisernen Brücken in der Staatsbahn schreibt einen Zug vor, bestehend aus zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung (also unter Umständen Kopf gegen Kopf) und einer beliebigen Zahl einseitig angehängter Güterwagen. Die Mafse und Achslasten ergeben sich aus nachstehendem Schema:

	Lokomotive						Tender			Güterwagen			
Abstände . . .	3	1,5	1,5	1,5	1,5	4,5	1,5	1,5	1,5	1,5	3	1,5	m
Achslasten . .	17	17	17	17	17		13	13	13	13	13		t

Für kleine Brücken, Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch gröfsere Beanspruchungen herausstellen, Belastung durch 4 Achsen mit je 18 t, durch 3 Achsen mit je 19 t, durch zwei Achsen mit je 20 t und einer gegenseitigen Entfernung von 1,5 m zugrunde zu legen. Der vorstehende Lastenzug ist ungünstiger, als derjenige des Vereins; er ist so gewählt, dafs die Rechenarbeit möglichst verringert wird. Zu diesem Zwecke sind nur zwei verschiedene Achsbelastungen (17 t für die Lokomotivachsen, 13 t für die Achsen der Tender und Güterwagen) angenommen, ferner sind alle Achsabstände (1,5 . 3,0 . 4,5 m) durch 1,5 teilbar. Die Achslasten sind so grofs, dafs sie den voraussichtlichen Gewichtsvermehrungen auf längere Zeit Rechnung tragen.

Bei den bayerischen Staatsbahnen berechnet man für einen Zug, bestehend aus zwei Lokomotiven nachstehenden Schema's und einer beliebigen Zahl von Güterwagen; die Lokomotiven können beliebig verteilt sein, also auch zwischen den Güterwagen angenommen werden.

Schema für Hauptbahnen:

	Lokomotive						Güterwagen			
Abstände	2,1	1,4	1,4	1,4	1,4	2,1	2,1	4,2	2,1	m
Achslasten	16	16	16	16	16		16	16		t

Schema für Lokalbahnen:

	Lokomotive					Güterwagen			
Abstände	2,45	1,4	1,4	1,4	2,45	1,4	2,8	1,4	m
Achslasten	10	10	10	10		10	10		t

Für Konstruktionen bezw. Konstruktionsteile, zu deren Berechnung eine Maschine ausreicht, ist die für Bestimmung der gröfsten angreifenden Kräfte mafsgebendste Achse bei Hauptbahnen mit 18 t, bei Lokalbahnen mit 12 t Gewicht einzuführen.

Die französische Verordnung schreibt ebenfalls zwei Lokomotiven mit nachfolgenden Güterwagen vor. Das Schema ist nachstehendes:

	Lokomotive					Tender			Güterwagen			
Abstände . . .	2,6	1,2	1,2	1,2	2,6	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	1,5	m
Achslasten . .	14	14	14	14		12	12		8	8		t

Auch ist der Einflufs einer 20 t schweren Achse zu untersuchen.

Strafsenbrücken. Die Berechnung der Strafsenbrücken erfolgt unter Berücksichtigung der Belastung durch Wagenzüge und durch Menschengedränge. In der Regel sind für die etwa vorhandenen Fahrbahnteile die schwersten Wagen mafsgebend, während für die Hauptträger zu untersuchen ist, ob die Belastung durch eine oder mehrere Reihen aufeinanderfolgender Wagen oder durch Menschengedränge sich ungünstiger herausstellt. Der nicht von den Lastwagen eingenommene Teil der Fahrbahn neben, vor und hinter denselben ist mit Menschengedränge belastet anzunehmen, ebenso belastet sind die Fufswege einzuführen.

In vielen Fällen wird es erforderlich sein, auf die Belastung durch Chausseewalzen und Strafsenlokomotiven, eventuell auch auf eine etwaige spätere Verwendung der Brücken zur Überführung von Nebenbahnen Rücksicht zu nehmen. Bei Bestim-

mung der für die Berechnung anzunehmenden Fuhrwerke ist die Benutzung der Strafsen in Betracht zu ziehen. Von den nachstehend aufgeführten schwersten Fuhrwerken braucht nur eines als gleichzeitig über die Brücke fahrend eingeführt zu werden.

α. Menschengedränge. Es ist gebräuchlich, das Menschengedränge mit 350 bis 400 **kg**, entsprechend einer Belastung durch 5 bis 6 Menschen f. d. **qm**, wobei noch eine langsame Fortbewegung möglich ist, zu bemessen. Für einzelne Teile von Fufswegträgern (Bürgersteige und Stege), auf denen z. B. bei Festen ein starkes Gedränge eintreten kann, ist eine höhere Belastung, bis etwa 560 **kg** f. d. **qm**, in Betracht zu ziehen. Auch die Geländer müssen genügende Festigkeit haben; deren Berechnung ist entsprechend dem gröfstmöglichen wagerechten Drucke zu bewirken. Gerber rechnete mit einem Drucke von 160 **kg** f. d. **m**, unter Annahme einer Spannung von 1600 **kg** f. d. **qcm** bei Schweifseisen, was unter Bezugnahme auf eine übliche Spannung einem Drucke von 80 **kg** f. d. **m** entspricht.[76])

β. Fuhrwerke. Als schwerste Landfuhrwerke kommen insbesondere für die Berechnung der Fahrbahnteile Wagen mit Raddrücken von 5000 bis 6000 **kg**, 4,50 **m** Radstand, 1,50 **m** Spurweite, 2,60 **m** Ladungsbreite in Betracht, während als regelmäfsige Belastung Raddrücke von 2500 bis 3000 **kg**, 3,50 **m** Radstand, 1,30 **m** Spurweite eingeführt werden. Unter Umständen genügt es, die Berechnung für Belastung durch die letzteren Wagen und nur ergänzend den Nachweis zu führen, dafs die schwersten, ganz ausnahmsweise vorkommenden Lasten die Brücke ohne Überschreitung der Elastizitätsgrenze überfahren können.

Gerber hat vielfach die nachstehenden Annahmen gemacht:

1. Zwei Reihen von belasteten Achsen, in Entfernungen von 4 **m** aufeinander folgend, wobei eine Achse 6000 **kg**, zwei folgende 4000 **kg** und die übrigen 3000 **kg** Gewicht haben. Spurweite 1,30 **m**. Ladungsbreite 2,20 **m**. 2. Ein Wagen von 8000 **kg** Gewicht für jede der beiden Achsen, 4 **m** Radstand, 1,60 **m** Spurweite, 2,60 **m** Ladungsbreite, 8 **m** Ladungslänge. 3. Eine gleichförmige Belastung von 360 **kg** f. d. **qm** kommt auf die Fufswege und den von den Wagenreihen nicht bedeckten Teil der Fahrbahn. 4. Die Belastung von 560 **kg** f. d. **qm** wird für Querträger und Fufswegträger bis zu einer Länge von 5 **m** gerechnet.

Bei einigen neueren Brücken von Bedeutung sind folgende Belastungen zugrunde gelegt worden:

Für die Berechnung der Hauptträger bei der Donaubrücke in Budapest eine gleichförmig verteilte Belastung von 450 **kg**/**qm**, bei den Rheinbrücken zu Bonn und Worms eine solche von 400 **kg**/**qm** auf Fahrbahn und Fufswegen. Für die Berechnung der Fahrbahn zwei nebeneinander fahrende vierrädrige Wagen, deren Gewicht betrug für Budapest 16 **t**, für Worms 12 **t**, für Bonn 10 **t**. Die Radstände betrugen bezw. 3,0 **m**, 3,5 **m**, 3,0 **m**, die Ladebreite 2,5 bezw. 2,4 **m**. Aufserdem war zu berechnen für einen schwersten Wagen von 24 **t** Gewicht 4 bezw. 4,5 **m** Radstand, 1,6 bezw. 1,5 **m** Spur, 2,5 bezw. 2,6 **m** Ladebreite. Für Bonn war solcher schwerste Wagen nicht, dagegen ein Zug mit Lokomotiven von 3,2 **t** Raddruck vorgeschrieben, aufserdem eine Strafsenwalze von 13 **t** Gewicht; für Worms war Belastung durch eine Dampfwalze mit 21,8 **t** Gewicht vorgeschrieben.

h) Fliehkraft. Die Fliehkraft kommt sowohl in lotrechtem als in wagerechtem Sinne für die Inanspruchnahme der Brücken in Betracht; ersteres indem eine ursprünglich ebene Bahn unter der überfahrenden Last eine Krümmung nach unten erhält, letzteres, wenn die überfahrenden Fahrzeuge sich mit beträchtlicher Geschwindigkeit in Kurven bewegen, wie dies bei Eisenbahnbrücken mit gekrümmter Achse der Fall ist.

---

[76]) Beim Elbe-Trave-Kanal sind die Geländer der Brücken für einen an der Handleiste angreifenden wagerechten und senkrechten Druck von 100 kg/m berechnet. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 765.

Die Gröfse der Fliehkraft berechnet sich als Belastung für die Längeneinheit, wenn das Gewicht der mit der Geschwindigkeit v sich bewegenden Nutzlast mit p, die Beschleunigung der Schwere mit g, der Krümmungshalbmesser der Bahn mit r bezeichnet wird, zu $z = \frac{p\,v^2}{g\,r}$.

Beispielsweise ergibt sich für $v = 14$ m, $g = 9{,}81$, $r = 400$ m, $z = 0{,}005\,p$, oder 5% der lotrechten Belastung.

Über die Vermehrung des Einflusses bewegter Lasten infolge der auftretenden Fliehkraft ist Näheres bei der Besprechung der eisernen Brücken gebracht, (Kap. VII, S. 40 u. f., 3. Auflage); hier sei auf die nachstehend vermerkten Untersuchungen verwiesen:

Stokes, Transactions of the Cambridge philosophical society. 1849.
Phillips, Ann. des mines 1855.
Winkler, Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 234.
Renaudot, Ann. des ponts et chaussées 1861.
Schwedler, Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 247.
Bresse, Cours de mécanique appliquée.

Am Schlusse dieser Übersicht der belastenden Kräfte erscheint es angemessen, noch einen Blick auf die Bestimmung der zulässigen Spannungen in den Konstruktionen zu werfen, deren eingehendere Betrachtung den späteren Kapiteln und Bänden vorbehalten bleibt.

Die Ermittelung der Querschnitte erfolgt, nachdem die Stabkräfte bezw. Momente und Querkräfte für die ungünstigsten Belastungsarten, festgestellt sind. Die Bestimmung der zulässigen Spannung geschieht hierbei vielfach unter Bezugnahme auf die durch Versuche bekannte Zug- oder Druckfestigkeit der zur Verwendung kommenden Baustoffe, wobei ein der Erfahrung entsprechender Sicherheitsgrad darin gefunden wird, dafs man als zulässige Spannung einen Bruchteil der Festigkeit wählt. Eine Abänderung dieses ursprünglichen Verfahrens tritt dann ein, wenn die Verkehrslast nicht im einfachen Betrage, sondern, wegen der im Vorhergehenden besprochenen dynamischen Wirkungen, multipliziert mit einer Zahl, welche gröfser ist als Eins, in die Rechnung eingeführt wird.

Eine sachgemäfsere Bestimmungsweise der zulässigen Inanspruchnahme wurde durch die grundlegenden Dauerversuche Wöhlers angebahnt, welche erwiesen, dafs die Zerstörung des Baustoffes auch bei einer Inanspruchnahme eintreten kann, die kleiner ist als die bei ruhender Belastung ermittelte Festigkeit, falls abwechselnd eine gröfsere und geringere Beanspruchung eintritt. Mafsgebend für die Zerstörung ist der Unterschied der Grenzspannungen, aber auch die absolute Gröfse dieser Grenzspannungen. Auf Grund der Ergebnisse dieser Versuche ist eine Anzahl von Formeln für die Bestimmung der zulässigen Inanspruchnahme bei Schweifseisen und Stahl aufgestellt. Diese Formeln bedeuten einen Fortschritt in der Art der Querschnittsermittelung. Es darf aber nicht aus dem Auge gelassen werden, dafs die Wöhler'schen Versuche nicht unter Verhältnissen angestellt sind, welche mit den Belastungsverhältnissen der wirklichen Konstruktionen übereinstimmen. Bei letzteren darf nie die Proportionalitätsgrenze überschritten werden, bei den Wöhler'schen Versuchen, soweit sie für die Aufstellung von Formeln verwertet sind, ist diese Grenze in regelmäfsigem Wechsel überschritten worden. — Nachdem nun Bauschinger nachgewiesen hat, dafs Schweifseisen und Stahl, so lange die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten wird, unverändert

bleibt, bestimmt man die zulässige Inanspruchnahme so, dafs auch ungünstigstenfalls niemals die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. — Bislang ist es nur möglich, für Schweifseisen, Flufseisen und Stahl die Querschnitte auf Grund des neueren Verfahrens zu bestimmen; bei Gufseisen und Holz wird das ältere, rohere Verfahren angewendet.

Im übrigen ist auf diesen Gegenstand im Kap. VII (zweite Abteilung der 3. Aufl.) näher eingegangen und es wird auf die einschlägigen Ausführungen hier verwiesen.

§ 13. Die Brückenbahn nebst Zubehör. Im vorliegenden Paragraphen werden nur die eigentlichen Brückenbahnen besprochen; wir rechnen zu diesen nicht die Bahnen solcher Bauwerke, bei denen zwischen dem Überbau und dem Verkehrsweg sich ein Erdkörper mit Böschungen befindet, wie bei Durchlässen unter hohen Dämmen (vergl. Abb. 8[a], Taf. II); auch sollen von jetzt an und unter Hinweis auf Kap. II des 2. Bandes der 4. Aufl. (Kap. V, 1. Abteilung in 3. Aufl.) die Kanal- und Wasserleitungsbrücken ausgeschieden werden.

Die Besprechung der Brückenbahn hat sich einerseits auf ihre Breite, andererseits auf ihren Querschnitt zu erstrecken, aufserdem sind die Geländer, die Vorrichtungen zur Erleuchtung, die Laternen, Kandelaber u. s. w. zu besprechen. Die im Nachstehenden vorkommenden Breitenangaben beziehen sich, wenn nicht anderes bemerkt wird, auf die zwischen den Geländern, den seitlich liegenden Trägern u. s. w. gemessene nutzbare Breite.

Bezüglich der Fufsgängerbrücken gilt alles, was über Hochmafse in § 11 unter 1. (S. 50) gesagt ist, auch hier; es mufs also eine Höhe von 2,5 m freigehalten werden. Als Breite ist das Mafs von 2 bis 2,5 m ausreichend (vergl. Abb. 7, Taf. III). Je gröfser der Ort, für welchen derartige Brücken erbaut werden, desto gröfser müssen die Breiten gewählt werden. Der Drahtsteg in Passau hat 2,5 m, der sogenannte eiserne Steg in Frankfurt a. M. 4 m, der Schlütersteg in Berlin 4,12 m und die in Abb. 6, Taf. III zum Teil dargestellte Brücke in Paris 5 m nutzbare Breite.

1. Die Brückenbahn der Strafsenbrücken. Es ist zunächst die Frage aufzuwerfen, ob die Breite des an die Brücke sich anschliefsenden Weges auf der Brücke eingeschränkt werden darf oder ob der Verkehr eine Beibehaltung, wohl gar eine Vergröfserung jener Breite erfordert. Bei Wegen und untergeordneten Strafsen ist eine Einschränkung nicht selten zulässig, namentlich dann, wenn die Brücken mäfsige Länge haben. Äufserstenfalls kann man die Breite der Brückenbahn auf 3 bis 4 m beschränken; 3 m genügen für einen gewöhnlichen Wagen und einige Fufsgänger, bei 4 m Breite können zwei gewöhnliche Wagen aneinander vorbeifahren.

In der Regel müssen auf der Brücke zwei Wagen (ein gewöhnlicher und ein breit beladener) Platz zum Ausweichen haben, auch sind getrennte Fufswege meistens nicht zu entbehren. Die letzteren werden gewöhnlich an beiden Seiten und in gleicher Breite angelegt. Jene zwei Wagen erfordern etwa 5 m Fahrbahnbreite, so dafs die ganze Breite der Brückenbahn bei 1 m breiten Fufswegen sich zu 7 m ergibt. Zwischen den angegebenen Grenzen (3 m und 7 m) finden mancherlei Abstufungen statt. Diese Abmessungen sind unter der Voraussetzung ermittelt, dafs Fahrbahn und Fufswege unmittelbar nebeneinander liegen, wobei sie sich gegenseitig ergänzen. Liegen die Tragwände des Überbaues zwischen der Fahrbahn und den Fufswegen, was bei eisernen Brücken häufig vorkommt, so sind die Fufswege breiter zu nehmen. Beim Wettbewerbe

für die Bonner Rheinbrücke war für die erstere Lage (also Hauptträger aufserhalb der Fufswege) eine Breite von 2,5 m, für die Lage der Hauptträger zwischen Fahrbahn und Fufswegen eine solche von 3 m vorgeschrieben. Bei aufserhalb der Hauptträger liegenden Fufswegen mache man dieselben wenigstens je 1,5 m, die Fahrbahn 5,5 bis 6 m breit.

In Städten werden die Breiten angrenzender Strafsen vielfach unverändert als Brückenbreiten angenommen, in Rücksicht auf eine zukünftige Steigerung des Verkehrs ist es aber häufig zu empfehlen, die Breite einer neuen städtischen Brücke gröfser zu nehmen, als die Breite der benachbarten Strafsen. Bei lebhaftem Verkehr sollten auf der Brücke drei Wagen aneinander vorbeifahren können, wozu 7 m Fahrbahnbreite (zwei gewöhnlichen und einem breit beladenen Wagen entsprechend) ausreichend sind. Wenn die Brücke zwei Pferdebahngleise aufnimmt, so sind etwa 8 m Fahrbahnbreite anzunehmen, wie bei der Strafsenbrücke zwischen Mainz und Kastel (Abb. 6 u. Abb. 7, Taf. II). Den Fufswegen solcher Brücken kann je 2 bis 2,5 m Breite gegeben werden; die vorhin erwähnte Rheinbrücke hat 2,8 m breite Fufswege erhalten, ein ähnliches Mafs ist bei der oberen Mainbrücke in Frankfurt a. M. gewählt. In sehr grofsen Städten findet man indessen auch Brücken mit weit gröfseren Breiten; so hat die London-Brücke (vergl. Abb. 11[b], Taf. II) und die Margarethen-Brücke in Budapest eine 11 m breite Fahrbahn, die Belle-Alliance-Brücke in Berlin eine solche von 19 m Breite. Bei letztgenannter Brücke sind die Fufswege je 7,3 m breit, so dafs die Gesamtbreite 33,6 m beträgt. Noch gröfsere Breiten hat die Seinebrücke Alexander III. in Paris (Abb. 14, S. 25), nämlich eine Fahrbahnbreite von 20 m und für jeden der beiden Fufswege eine solche von 10,125 m, mithin eine Gesamtbreite von 40,25 m. Die Tower-Brücke in London hat auf den Klappen 15,24 m, auf den festen Teilen 18,29 m Breite (Abb. 11[a], Taf. II).

Neuerdings legt man grofsen Wert auf den leichten Querverkehr bei den Strafsenbrücken, d. h. den Verkehr von einem Fufswege über die Fahrbahn nach dem anderen Fufswege. Wenn die Hauptträgerwände zwischen Fahrbahn und Fufswegen liegen, wenn also die Fufswege seitlich ausgekragt sind, so hat man für genügend weite und hohe Durchgänge in den Trägerwänden zu sorgen; besser ist es, die Träger ganz unter die Fahrbahn zu legen, was freilich nur bei ausreichender Höhe zwischen Umgrenzung des lichten Raumes und Brückenbahn möglich ist.

Zwischen den Fufswegen und den Fahrbahnen soll eine deutlich ausgesprochene Grenze, welche am besten durch eine verschiedene Höhenlage beider Teile beschafft wird, vorhanden sein; ferner mufs bei den Fufswegen sowohl, wie bei den Fahrbahnen auf eine wirksame Entwässerung Bedacht genommen werden. Wenn Fahrbahn und Fufswege unmittelbar nebeneinander liegen, so wählt man bei Brückenbahnen aus Stein und verwandten Baustoffen die bekannte Anordnung hochliegender, nach der Brückenmitte geneigter Fufswege und einer mit Wölbung versehenen Fahrbahn. Die Querneigung kann für ein glattes und wenig Fugen zeigendes Material gering, mufs dagegen für rauhes und aus kleinen Stücken bestehendes Material kräftig sein. Als Grenzen kann man 1 % und 6 % annehmen und dazwischen die für die verschiedenen Strafsenbau-Materialien geeigneten Querneigungen leicht einschalten. Auf wagerechter Strecke soll das Quergefälle kräftiger sein als bei geneigter. Zwischen den Fufswegen und der Fahrbahn finden die Rinnen (Kandeln) ihren Platz; dieselben sollten bei wagerechter Strecke, wenn tunlich, Längengefälle von 1 % bis 0,5 % erhalten, je nachdem sie aus

Pflaster oder mit Rinnsteinen hergestellt werden. Ihre tiefsten Punkte ergeben sich unter Berücksichtigung der Stellung der Pfeiler u. s. w.

Die besprochene Querschnittsbildung kann auch für hölzerne Brückenbahnen gewählt werden, man findet aber in diesem Falle, namentlich bei kleineren Bauwerken, auch die Fufswege und den Fahrweg in einer Höhe oder selbst die ersteren etwas tiefer liegend, als den Fahrweg. Die letztgenannte Anordnung ergibt sich beispielsweise, wenn für die Fahrbahn Deckbohlen zur Anwendung kommen.

An die Fufswege schliefsen sich die Brüstungen und Geländer an; man gebraucht die erstere Bezeichnung vorzugsweise bei Steinkonstruktionen, die zweite bei Verwendung von Holz und Eisen. Hölzerne Geländer haben eine ziemlich kurze Dauer, weshalb man in neuerer Zeit eiserne vorzieht. Bei steinernen Brücken ist eine Brüstung angezeigt, falls man nicht mit Platz und Kosten besonders sparen mufs. Die Wahl des Baustoffes für die Geländer ist zeitig vorzunehmen, weil davon die gesamte Breite der Brücke abhängt. Die Laternenstützen werden meistenteils dem Geländer eingefügt, bei breiten Brücken empfiehlt es sich jedoch mehr, dieselben zwischen den Fufswegen und der Fahrbahn anzubringen. Dies ist beispielsweise bei den neuen Magdeburger Elbebrücken geschehen, welche 8 m Fahrbahnbreite und Fufswege von je 2,9 m Breite haben.

Bei der Margarethen-Brücke in Budapest, welche mit einem eisernen Überbau und auf Kragträgern ruhenden Fufswegen versehen ist, hat sich die Einfügung der Laternenstützen in die Geländer nicht bewährt; beim Befahren der Brücke waren die Schwankungen derselben so stark, dafs die Gläser der Laternen oft zerbrachen, so dafs man die einzelnen Laternen beseitigen und oberhalb der Pfeiler Kandelaber anbringen mufste (vergl. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 206).

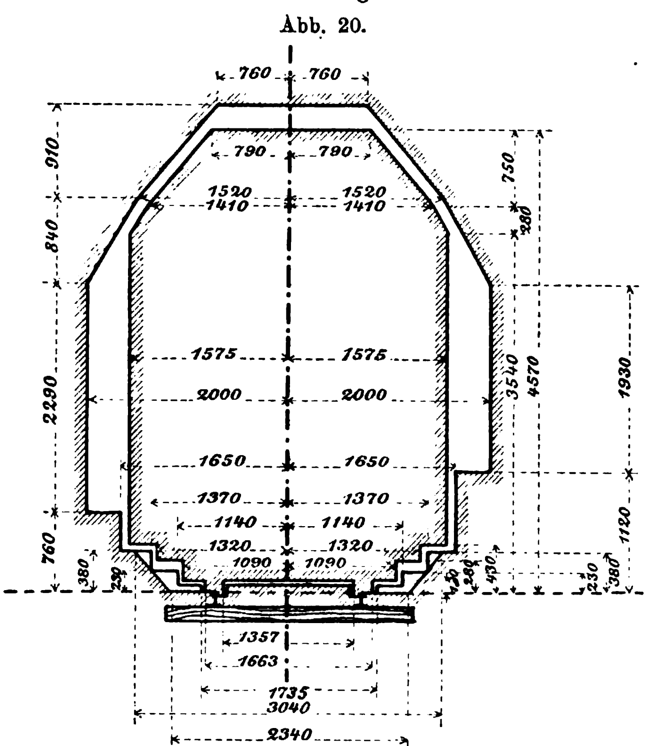
Radabweiser müssen zum Schutze der Brüstungen namentlich dann hergestellt werden, wenn besondere Fufswege nicht vorhanden sind.

Endlich ist beim Entwerfen des Brückenquerschnittes noch an die Unterbringung von Gas- und Wasserleitungsröhren, Kabeln für elektrische Beleuchtung, Telegraphen u. s. w. zu denken.

2. Die Brückenbahn der Eisenbahnbrücken. Es ist zweckmäfsig, jede Eisenbahnbrücke mit Fufswegen zu versehen. Mitunter legt man Fufswege in den oben besprochenen Breiten für den öffentlichen Verkehr neben und auf den Eisenbahnbrücken an (Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz); aber wenn auch ein dem allgemeinen Verkehr dienender Fufsweg nicht erforderlich ist, für den Betrieb ist ein solcher notwendig, damit die auf der Brücke befindlichen Arbeiter und Beamten einem Zuge ausweichen und die Reisenden nötigenfalls auf der Brücke aussteigen können, wenn der Zug infolge eines Unfalles halten mufs. Besonders in der Nähe von Bahnhöfen ist aus diesem Grunde das Bedürfnis für Fufswege neben der Brücke vorhanden. Die Fufswege, welche den zuletzt genannten Zwecken dienen, brauchen jedoch nicht ganz aufserhalb der Umgrenzung des lichten Raumes zu liegen. Die halbe Breite dieser Umgrenzung (vergl. Abb. 20) beträgt bekanntlich 2 m, die halbe Breite der am meisten vorspringenden festen Teile der Lokomotiven und Wagen 1,575 m, es ist somit zwischen den letzteren und der äufsersten Linie des Normalprofiles noch 0,425 m Abstand vorhanden. Es dürfte deshalb genügen, wenn zwischen der Begrenzung des freien Raumes und dem Geländer ein Zwischenraum von 0,5 m Breite vorhanden ist, falls der Fufsweg nicht öffentlich ist. Ein öffentlicher Fufsweg mufs natürlich ganz aufserhalb der Umgrenzung des lichten Raumes liegen.

Ganz allgemein soll man bei Bemessung des Spielraumes zwischen Teilen der Brücke und der Umgrenzung des lichten Raumes nicht sparen; die Bedürfnisse des Betriebes und die Rücksicht auf eine gute Unterhaltung des Bauwerks einschliefslich der Gleise verbieten allzu engen Anschlufs des Bauwerks an das Normalprofil.

Abb. 20.



Auch bei steinernen Brücken ordnet man eine Verbreiterung aufserhalb des Normalprofiles, wenn auch in beschränkter Weise an, man sollte aber bei langen Bauwerken auf die Herstellung einzelner Zufluchtsplätze Bedacht nehmen. Wenn Pfeileraufsätze (vergl. § 17) vorhanden sind, ergeben sich jene Plätze oberhalb der Mittelpfeiler von selbst, andernfalls kann man Kragträger zu Hilfe nehmen. Als Ruheplätze kommen derartige Erbreiterungen auch bei Strafsenbrücken vor und es ist eine andere gemeinsame Eigenschaft der Fufswege bei Strafsen- und Eisenbahnbrücken, dafs dieselben mitunter durch Portalbauten und dergl. Ablenkungen von der geraden Richtung erfahren.

Bezüglich der Breite der Eisenbahnfahrbahnen ist auf das oben S. 50 Gesagte zu verweisen, hier mag darauf hingewiesen werden, dafs man den Raum aufserhalb der Umgrenzung des lichten Raumes (vergl. Abb. 20) für die Konstruktion ausnutzen kann. Besonders aufmerksam gemacht wird darauf, dafs in den Technischen Vereinbarungen vom Jahre 1882 an die Stelle der beiden unteren Stufen eine Abschrägung getreten ist und dafs die neueste Brückenverordnung der preufsischen Staatsbahnen (von 1903) vorschreibt: Brücken-Hauptträger, welche höher als 76 cm über Schienenoberkante reichen, sowie Pfeiler oder Stützen von Brücken über Gleisen müssen so angeordnet werden, dafs zwischen ihren am weitesten vorstehenden Teilen und der Umgrenzungslinie des lichten Raumes ein Abstand von mindestens 20 cm bleibt. Auch soll dafür gesorgt werden, dafs bei den im Betriebe vorkommenden Senkungen und Gleisverschiebungen die Umgrenzungslinie nicht überschritten wird.

Eine gekrümmte Brückenachse bedingt bei Eisenbahnbrücken in der Regel eine Verbreiterung der Brückenbahn. Hierbei ist das aus der Spurerweiterung sich ergebende Mafs vergleichsweise unbedeutend (höchstens 30 mm bei 300 m Radius der Kurven). Mehr Einflufs hat die Überhöhung des äufseren Schienenstranges, welche namentlich dann berücksichtigt werden mufs, wenn Träger neben der Bahn liegen. Aufserdem wird aber eine Erbreiterung dadurch veranlafst, dafs bei gekrümmten Gleisen die Achsen gröfserer Brücken nach einem Vieleck gestaltet sind. Man hat also für einen Kreisbogen, dessen Halbmesser gegeben und dessen Sehne gleich dem Abstande der Pfeilermitten ist, die Pfeilhöhe zu bestimmen und um dies Mafs die Brückenbahn zu verbreitern.

Der Ruhr-Viadukt (Abb. 8, Taf. I) hat Gewölbe von 20 m Spannweite; die Gleisachse ist mit 380 m Radius gekrümmt. Die Umgrenzung des lichten Raumes hat bei der betreffenden Bahn für zwei Gleise 7,56 m Breite; man hat nun zwischen derselben und den Brüstungen an jeder Seite 0,11 m Spielraum angenommen, einen sonstigen Zuschlag wegen der Krümmung aber nicht gemacht.

Aus dem, was oben über die Benutzung der auf den Eisenbahnbrücken befindlichen Fufswege gesagt ist, folgt, dafs Brüstungen oder Geländer bei allen Brücken von nicht ganz geringer Länge als erforderlich bezeichnet werden müssen.

Über den Querschnitt der in Rede stehenden Brückenbahnen ist wenig zu bemerken. Wenn die Brückenachse gerade ist, so bildet die Brückenbahn im wesentlichen eine Ebene mit wagerechtem Querschnitt. Es ist indessen zweckmäfsig, steinerne Brücken mit Banketten zu versehen, welche etwas höher als Schienenkopf liegen und bei Holz- und Eisenkonstruktionen aufserhalb des Bereiches der Gleise Erhöhungen durch sogenannte Sicherheitsschwellen herzustellen, weil derartige Anordnungen zur Milderung der Folgen von Entgleisungen immerhin beitragen können.[77]) Brücken mit gekrümmter Bahnachse zeigen dagegen entsprechend der Überhöhung des äufseren Schienenstranges einen mit Querneigung versehenen Querschnitt. Dies bedingt bei steinernen Brücken eine verschiedene Höhenlage der seitlichen Bankette und demzufolge verschiedene Höhen der Stirnmauern[78]); im Interesse der Vereinfachung der Ausführung kann man jedoch hiervon absehen, wenn die Halbmesser der Brückenachse grofs und die Überhöhungen dementsprechend gering sind.

3. Die Bahnen der Brücken für Strafsen und Eisenbahnen. Wenn eine Brücke für eine Strafse und zugleich für eine Eisenbahn hergestellt wird, so kann man die beiden Verkehrswege entweder derart vereinen, dafs die Eisenbahn in der Strafsenfahrbahn liegt, oder man kann sie nebeneinander oder aber übereinander legen. Der erstgenannte Fall tritt namentlich dann ein, wenn es sich um Pferdebahnen handelt, erscheint aber auch sonst zulässig, wenn auf der Eisenbahn mit mäfsiger Geschwindigkeit gefahren wird. Als ein Beispiel sei eine für eine Glasfabrik erbaute Brücke bei Gaggenau erwähnt (s. Zeitschr. f. Baukunde 1878, S. 499). Dieselbe wird von Strafsenfuhrwerk und von einzelnen Eisenbahn-Güterwagen befahren und hat eine nutzbare Breite von 3,3 m erhalten. Auch auf der aus neuester Zeit stammenden Hochbrücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Grünental (Taf. IV, Abb. 6) liegt die Fahrbahn für Strafsenfuhrwerke in Höhe der Schienenoberkante; das Gleis der (eingleisigen) Bahn ist in die Mitte der Brücke gelegt, und die Brücke kann nicht gleichzeitig von der Eisenbahn und dem Strafsenverkehr benutzt werden (Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 214).

Über die Brücken, auf welchen Strafsen und Eisenbahnen nebeneinander liegen, ist nur zu bemerken, dafs aufser der Breite beider Verkehrswege noch die Breite eines zwischen ihnen anzubringenden Geländers zu berücksichtigen ist, wenn nicht das Vorhandensein von Hauptträgern ein solches entbehrlich macht. Einige zur Ausführung gekommene Breiten gehen aus nachstehenden Beispielen hervor. Auf der Marien-Brücke zu Dresden beansprucht die zweigleisige Eisenbahn 8,60 m Breite und die Strafse 9,5 m; in diesem Falle ist der Mauerstreif zwischen beiden, welcher das mittlere Geländer trägt, rund 2,5 m breit und es befinden sich Fufswege zu beiden Seiten der

[77]) Vergl. Die neue Taybrücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 296. — Ferner: Entgleisung eines Güterwagens. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 263.

[78]) Vergl. Kovatsch, Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. Allg. Bauz. 1881, S. 9.

Strafse. Auf der Elbbrücke zu Pirna (s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 25) hat man dagegen nur einen 1,7 m breiten Fufsweg neben der 6,4 m breiten Strafsenfahrbahn angelegt und die Breite der das Geländer tragenden Mauer auf 0,7 m beschränkt. Das eiserne Geländer zwischen Bahn und Strafse auf der Weichselbrücke bei Thorn beansprucht 0,16 m Breite, die Fahrbahn ist 6,25 m breit, aufserhalb der Hauptträger befinden sich zwei 1,55 m breite Fufswege.

Die Brücken, bei welchen Strafse und Eisenbahn übereinander liegen, haben Vorläufer in den vereinzelten Ausführungen, bei welchen man (wie z. B. bei der von Etzel erbauten Neckarbrücke unfern des Rosensteins bei Stuttgart) einen Fufspfad unterhalb einer hölzernen Sprengwerksbrücke durch Aufhängung angebracht hat. In Stein zweigestockig ausgeführt ist die Brücke *du point du jour* bei Paris, welche in der Mitte eine erhöht liegende Eisenbahn und zu beiden Seiten derselben Strafsenfahrbahnen zeigt. Bei Eisenbrücken kann man Strafse und Eisenbahn unmittelbar untereinanderlegen, wie beispielsweise auf einer Aarebrücke bei Bern und einer Neckarbrücke bei Neckargemünd geschehen, und es ist alsdann derjenige Verkehrsweg, welcher die gröfsere Breite beansprucht, für die Breite des Bauwerks mafsgebend. Die ältere East-River-Brücke in New York hat in der Mitte einen erhöht liegenden Fufsweg (Breite 4,7 m), rechts und links davon zwei Bahnen für Pferdebahnwagen (Breite je 3,85 m) und neben diesen zwei Strafsenfahrbahnen (Breite je 5,7 m); die Summe der nutzbaren Breiten beträgt sonach nahezu 24, die Gesamtbreite bemifst sich auf (rund) 26 m. Bei der neuen, Ende des Jahres 1903 eröffneten East River-Brücke in New York ist die Fahrbahn 36 m breit. Das Bauwerk hat in der Längsachse zwei Gleise der Hochbahn, neben diesen rechts und links je zwei Gleise der Strafsenbahn, dann ausgekragt jederseits einen 4,9 m breiten Strafsendamm. Aufserdem sind zwei erhöhte, je 3,7 m breite Fufswege über den Teilen mit den Strafsenbahngleisen angeordnet (Taf. IV, Abb. 14).

Hier ist auch die neue Oberbaum-Brücke über die Spree in Berlin zu erwähnen, welche über dem stromaufwärts gelegenen, 7,3 m breiten Bürgersteig eine elektrische zweigleisige Hochbahn trägt (Taf. XI, Abb. 1 bis 5). Die Pfeiler des Hochbahnunterbaues beanspruchen je 1,11 m Breite; zwischen ihnen verbleibt eine Bürgersteigbreite von 5 m. Der Unterbau der Hochbahn ist in Eisen ausgeführt, aber von unten mit Kreuzgewölben versehen, die Pfeiler sind mit Ziegeln verkleidet. Das Ganze bildet eine bedeckte Wandelhalle über dem Bürgersteig. Der Fahrdamm dieser eigenartigen Brücke hat 15 m, der stromabwärts gelegene Bürgersteig 5 m Breite (Berlin und seine Bauten 1896, Teil I, S. 127, ferner: Die Strafsenbrücken der Stadt Berlin. Berlin 1902. I. Bd., S. 115).

§ 14. Überbau und Pfeilerbau im allgemeinen. Überbau und Pfeiler stehen in engen Wechselbeziehungen zu einander: die Abmessungen der Pfeiler bestimmen sich nach der Höhenlage der Fahrbahn, nach deren Grundrifsgestaltung und nach dem für den Überbau gewählten Konstruktionssystem; aufserdem ist noch die Erweiterungsfähigkeit des Bauwerks ins Auge zu fassen.

Die Höhenlage der Fahrbahn gestattet entweder die Einfügung des ganzen Überbaues zwischen die Umgrenzung des lichten Raumes und die Brückenbahn — dann ist grofse Konstruktionshöhe verfügbar und man bezeichnet solche Bauwerke als solche mit „Bahn oben“. Genügt die Konstruktionshöhe hierzu nicht, so spricht man von einem Bauwerk mit „Bahn unten“ oder „tiefliegender Bahn“. Die Hauptträger werden dann neben die Fahrbahn gelegt und ragen über dieselbe hinaus. Die

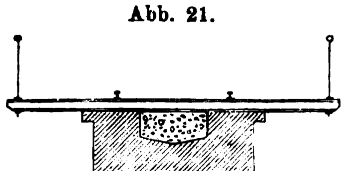
auch aus verschiedenen anderen Gründen stets zu erstrebende Anordnung mit hochliegender Bahn hat noch den grofsen Vorteil, dafs die Breite der Tragkonstruktion des Überbaues im allgemeinen kleiner sein kann, als bei tiefliegender Fahrbahn; man unterstützt in der Regel die Fufswege durch seitlich ausgekragte Konsolen, wenigstens bei Holz- und Eisenbrücken. Wenn diese Auskragung auch bei tiefliegender Fahrbahn ebenfalls gewählt werden kann und vielfach gewählt wird, so fällt doch die Gesamtbreite und damit die Pfeilerlänge gröfser aus als bei Bahn oben. Bei Eisenbahnbrücken mufs das Profil des lichten Raumes nebst einem Spielraum zwischen den Hauptträgern Platz finden, bei Strafsenbrücken ein Schutzstreifen neben den Hauptträgern längs der Rinne.

Bei den gewölbten Brücken ist nur die Konstruktion mit hochliegender Bahn möglich. Auch hier kann man durch Auskragungen erreichen, dafs der Abstand der Stirnflächen trotz der von den Brüstungen beanspruchten Breite nur wenig gröfser ausfällt, als die nutzbare Breite der Brückenbahn.

Beim Ruhr-Viadukt (Abb. 8, Taf. I), welcher eine steinerne Brüstung hat, beträgt beispielsweise die nutzbare Breite 7,78 m, dabei ist der Abstand von Stirn zu Stirn 8 m, so dafs die Stirnflächen beiderseits nur 0,11 m aufserhalb der Begrenzung der Brückenbreite liegen. — Bei der Nagoldbrücke (Abb. 2, Taf. II) hat man eine kräftige Auskragung und eiserne Geländer angewendet, die nutzbare Breite der Brückenbahn beträgt 6,2 m, der Abstand von Stirn zu Stirn nur 5,6 m.

Man kann auch bei gewölbten Brücken die Fufswege durch Krag-Konstruktionen unterstützen, die Breite des Überbaues dadurch vermindern und erhebliche Kostenersparnis erzielen. So ist bei verschiedenen gewölbten Brücken der Berliner Stadteisenbahn verfahren; bei Brücken einer Industriebahn bei Bellegarde liegen die Schienen einer normalspurigen eingleisigen Bahn sogar auf der Mitte der Stirnmauern, die Fufswege aber auf weit auskragenden Querträgern (s. Abb. 21). Die Breite dieser Brücken ist in ihrem oberen Teile auf 2,10 m beschränkt, nach unten hin vergröfsert sich dieselbe auf 2,50 m.[79]) Allerdings können durch diese Anordnung die Folgen einer Entgleisung verschlimmert werden, wenn es sich um Eisenbahnbrücken handelt.

Abb. 21.



Dem Überbau der in Rede stehenden Brücken gibt man in der Regel lotrechte Begrenzungen, weicht aber hiervon, namentlich bei eisernen Bogenbrücken, neuerdings auch bei gewölbten Brücken und grofser Höhe des Bauwerks, mitunter ab, um der Konstruktion durch Erbreiterung nach unten hin mehr Standfähigkeit gegen seitlich wirkende Kräfte zu geben. In jedem Falle ist die Lage der Endpunkte der tragenden Bauteile für die Länge der Pfeiler mafsgebend.

Bei tiefliegender Fahrbahn, bei Brücken mit „Bahn unten", ist, wie bereits erwähnt, weil die hölzernen oder eisernen Hauptträger neben der Fahrbahn liegen, die Überbaukonstruktion breiter als die Brückenbahn, besonders dann, wenn auch die beiderseitigen Fufswege zwischen den Hauptträgern angeordnet sind. Diese für die Benutzung angenehme Anordnung erfordert lange und schwere Querträger und wegen der weit voneinander gelegenen Hauptträger auch lange Pfeiler. Man kragt deshalb gern die Fufswege aufserhalb der Hauptträger aus, und erhält dadurch kürzere und leichtere Querträger, sowie kürzere und billigere Pfeiler. Gewöhnlich liegen auch hier

[79]) Vergl. Deutsche Bauz. 1877, No. 64 und Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 623 (Rinecker, Über Ökonomie im Brückenmauerwerk).

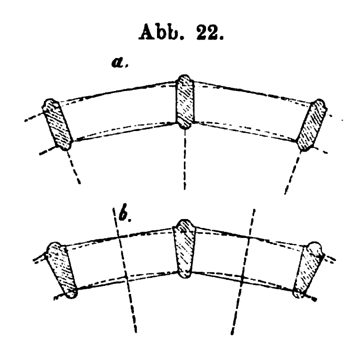
die Hauptträger in lotrechten Ebenen; Ausnahmen kommen hauptsächlich bei Hängebrücken und Brücken von sehr grofser Weite vor. Die teils über, teils unter der Brückenbahn liegende Tragkonstruktion der Forthbrücke zeigt eine erhebliche Erbreiterung infolge der geneigten Stellung der Hauptträger, indem die Achsen der oberen Gurtungen in der Mitte der Pfeiler 10,3 m, diejenigen der unteren Gurtungen dagegen 36,5 m Abstand haben. Auch die Hauptträger der Hochbrücke bei Grünental und der Talbrücke bei Müngsten (Taf. IV, Abb. 6 bezw. 1 bis 5) liegen in Ebenen, welche gegen die Lotrechte mit 1 : $^1/_8$ bezw. 1 : $^1/_7$ geneigt sind; bei Müngsten ist der Abstand der Hauptträgermitten im Bogenscheitel 5 m, am unteren Kämpferlager 25,685 m.

Hinsichtlich der Grundrifsgestaltung ist zu bemerken: Bei geraden Brücken ergeben sich für die Grundrisse des Überbaues und der Pfeiler Rechtecke als die Kernformen. Die Breiten dieser Rechtecke ermitteln sich aus dem vorstehend hinsichtlich des Überbaues Gesagten. Bei Bestimmung ihrer Längen müssen die Pfeilerstärken (vergl. § 17) bekannt sein. Durch Einführung der Lichtweiten der einzelnen Öffnungen ergeben sich alsdann die Lagen der Pfeilerachsen, wobei ein etwaiger Anlauf der Seitenflächen der Pfeiler nicht vernachlässigt werden darf, wenn es sich um genaue Festsetzung der Abmessungen handelt. Bei Konstruktionen aus Holz und Eisen ist noch eine in die Pfeilergrundrisse fallende und mit der Pfeilerachse parallele Linie festzulegen, welche durch die Mitte der Lagerung des Überbaues geht, und die sogenannte Stützweite desselben festlegt.

Bei schiefen Brücken ist das Parallelogramm die normale Kernform für den Grundrifs des Überbaues und der Pfeiler; bei Festlegung der Seiten dieser Parallelogramme ist zu beachten, dafs die Breite der Brückenbahn normal zur Brückenachse, die Lichtweite der Brücke normal zur Achse der Pfeiler aufzutragen ist. Die Pfeilerachsen liegen parallel zum Flufslauf, bezw. parallel zur Mittellinie der überbrückten Wege. Wenn jedoch der Überbau aus Eisen hergestellt wird, so ist ein rechteckiger Grundrifs desselben nicht ausgeschlossen, wozu es nur einer angemessenen Verlängerung der Hauptträger bedarf. Hierdurch wird zwar der Materialaufwand vergröfsert, die Konstruktion aber vereinfacht.

Bei Brücken mit gekrümmter Achse kann sich die allgemeine Anordnung der Grundrisse des Überbaues und der Pfeiler verschieden gestalten, je nachdem zu den Tragkonstruktionen Stein oder Eisen zur Verwendung kommt. Bei steinernen gekrümmten Brücken werden die Pfeilerachsen radial gerichtet und man hat die Wahl zwischen rechteckigem Grundrifs der Pfeiler und kegelförmigen Gewölben (also solchen mit trapezförmigem Grundrifs, siehe Abb. 22 *a*), oder einem trapezförmigen Grundrifs der Pfeiler nebst zylindrischen, also einen rechteckigen Grundrifs zeigenden Gewölben (siehe Abb. 22 *b*). Die zuletzt bezeichnete Anordnung verdient in der Regel den Vorzug und ist beispielsweise auch beim Ruhr-Viadukt (Abb. 8, Taf. I) verwendet.

Abb. 22.



Jene radiale Stellung behindert aber den Durchflufs des Wassers, bei eisernem Überbau ist sie ausführbar, aber keineswegs notwendig und es steht in diesem Falle nichts im Wege, den Achsen sämtlicher Mittelpfeiler eine parallele Lage zu geben und als Kernform ihrer Grundrisse das Parallelogramm zu wählen. Die Grundrisse des Überbaues werden dann gleichfalls nach Parallelogrammen gestaltet, deren Winkel jedoch

von Öffnung zu Öffnung wechseln. Die Endpfeiler können hierbei eine Ausnahme machen. Man vergleiche hierzu Abb. 1[b], Taf. III, in welcher die Achsen sämtlicher Mittelpfeiler parallel erscheinen; die in der Kurve befindlichen Pfeiler haben indessen nur annähernd diese Lage; der Stromrichtung in der polnischen Weichsel entsprechend sind ihre Achsen nach einem gemeinsamen, aber entfernt und stromabwärts liegenden Punkte gerichtet, was in der Zeichnung des kleinen Mafsstabes wegen nicht zum Vorschein kommt. — Gekrümmte Brücken mit hölzernem Überbau sind vorkommendenfalls bezüglich der Richtung der Pfeiler wie eiserne zu behandeln. Die Möglichkeit, bei eisernem Überbau parallele Pfeiler anzuwenden, ist Veranlassung, dafs man bei gekrümmter Brückenachse oft das Eisen dem Stein vorzieht.

Nunmehr sollen diejenigen Anordnungen des Überbaues und der Pfeiler besprochen werden, welche sich aus Anforderungen bezüglich der Erweiterungsfähigkeit der Bauwerke ergeben. Erweiterungen in der Längenrichtung sind selten, immerhin mag erwähnt werden, dafs bei Brücken, deren Endöffnungen sich im Bereiche der Böschungskegel befinden (vergl. Abb. 9, Taf. II), ein Freilegen dieser Öffnungen ohne Störung des Betriebes bewerkstelligt werden kann. Dagegen kommt eine Verbreiterung bei Eisenbahnbrücken häufig und namentlich dann vor, wenn dem anfangs ausgeführten ersten Gleis ein zweites hinzuzufügen ist. Diese Aufgabe hat man früher in einer sehr einfachen, aber kostspieligen Weise behandelt, indem man als Regel aufstellte, dafs bei Haupteisenbahnen stets auf Ausführung eines zweiten Gleises Rücksicht zu nehmen sei und anordnete, dafs gewölbte Brücken durchweg für zwei Gleise auszuführen seien, während bei eisernen und hölzernen die Grundmauern und die Pfeiler für zwei Gleise, der Überbau aber für ein Gleis bemessen wurden.[80]) Dies hat dahin geführt, dafs nicht selten Brücken mit für zwei Gleise bemessenen Hauptteilen ausgeführt sind, welche das zweite Gleis überhaupt nicht oder erst lange Jahre nach ihrer Erbauung erhalten haben. In richtiger Weise ist dieser Gegenstand zuerst von Nördling behandelt, auf dessen betreffende Abhandlung: *Mémoire sur les conditions de la transformation des chemins de fer à une voie en chemins à deux voies* (Ann. des ponts et chaussées 1862, 2. Sem. S. 22) hiermit verwiesen wird. In neuerer Zeit schränkt man die Mafsnahmen für ein demnächstiges zweites Gleis möglichst ein und untersucht dieselben von Fall zu Fall. Das Wesentliche, was sich hierüber im allgemeinen sagen läfst, ist im I. Teile dieses Handbuchs, Vorarbeiten, 3. Aufl., Kap. I, S. 79 gegeben. An dieser Stelle mag ergänzend bemerkt werden, dafs man steinerne Brücken von nicht zu geringer Breite durch Anwendung überkragender Eisenkonstruktionen für zwei Gleise einrichten kann. Ein Beispiel hierfür gibt der gewölbte Wupper-Viadukt der Bergisch-Märkischen Bahn, welcher eingleisig mit 5,34 m Breite ausgeführt ist, in bezeichneter Weise verbreitert, jetzt aber zwei Gleise trägt (vergl. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 627.[81]) Bei beweglichen Brücken ist eine Umänderung für zwei Gleise viel umständlicher und schwieriger als bei festen, so dafs für jene die älteren Regeln bestehen bleiben dürfen.

---

[80]) Man vergleiche den § 1 der Technischen Vereinbarungen. In der Fassung vom Jahre 1858 lautet derselbe: „Der Entwurf für Eisenbahnen, welche nicht blofse Zweigbahnen bleiben sollen, ist so anzuordnen, dafs wenn es erforderlich wird, zwei Gleise angelegt werden können." Im Jahre 1896 ist folgende Fassung angenommen (§ 1): „In den Entwürfen zu eingleisigen Haupteisenbahnen, bei welchen die Notwendigkeit einer späteren Herstellung des zweiten Gleises nicht ausgeschlossen erscheint, ist auf dessen Anlage in angemessener Weise von vornherein Bedacht zu nehmen."

[81]) Über die Verbreiterung der Brücken der Gotthardbahn für die Anlage des zweiten Gleises in den Jahren 1887 bis 1893 vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 496.

Verbreiterungen kommen auch bei Strafsenbrücken neuerdings von Zeit zu Zeit vor, besonders im Innern von Städten, falls sich der Verkehr über die Brücke bedeutend gehoben hat. Wenn es sich dabei um gewölbte Brücken handelt, so wird die Vergröfserung der Breite meistens durch Verbreiterung des Überbaues bewirkt, ohne dafs eine Verlängerung der Pfeiler vorgenommen wird, die gewöhnlich sehr schwierig sein würde. Ein Beispiel zeigt Abb. 3 u. 4 auf Taf. III. Der Abstand der Gewölbestirnen betrug bei der vorhandenen Brücke nur 12 m. Die Verbreiterung hat auf 24 m nutzbarer Breite zwischen den Geländern stattgefunden. Es wurden zu diesem Zwecke auf die Vorköpfe der alten Pfeiler eiserne Kragträger gesetzt, welche parallel zur Brückenachse laufende Blechträger tragen. Diese nehmen dann Fahrbahn und Fufswege, soweit sie aufserhalb der alten Brückenbreite liegen, auf. Je zwei der erwähnten eisernen Kragträger, welche auf demselben Pfeiler ruhen, sind miteinander durch Konstruktionsteile zu verbinden, welche als Zuganker wirken; im Beispiel sind Drahtkabel verwendet, welche in kleinen Kanälen liegen und durch Spannvorrichtungen nachgezogen werden können.[82]) In ähnlicher Weise ist für die Ausstellung in Paris im Jahre 1900 die Jena-Brücke über die Seine verbreitert.[83])

Endlich sind noch die Beziehungen zu besprechen, welche zwischen den Konstruktionssystemen der Überbauten und den Pfeilern bestehen. Die Überbauten übertragen mittels der sogenannten Hauptträger auf die Pfeiler Kräfte, welche deren Form und Aufbau wesentlich beeinflussen; gleiche Kräfte, aber in entgegengesetztem Sinne, werden anderseits von den Pfeilern auf die Überbauten ausgeübt; dieselben sind für die Berechnung der Überbauten von grundlegender Bedeutung. Man nennt diese Kräfte die Auflagerdrücke, Auflagerkräfte (Lager-Reaktionen). Sie sind besonders von der Art der Lagerung des Überbaues abhängig.

Man unterscheidet feste Auflager und bewegliche Auflager. Bei den ersteren sind der Träger und der Pfeiler in feste Verbindung miteinander gebracht, bei den letzteren gestattet die Lagerung eine Verschiebung des einen gegen den anderen. Wenn auch diese Bewegung wirklich nicht reibungslos stattfindet, so wird in folgendem doch die Annahme der reibungslosen Bewegung gemacht werden, da diese Annahme die Untersuchung sehr klar gestaltet und der Einflufs der Reibung, als einer äufseren Belastung mit bekanntem Gröfstwert, leicht ermittelt werden kann. Die bewegliche Lagerung gestattet entweder eine Bewegung des Auflagerpunktes in einer Linie oder in einer Ebene. Demnach bezeichnen wir ein festes Lager als Punktlager, ein Lager mit in einer Linie möglichen Bewegung als Linienlager, ein Lager mit Beweglichkeit in einer Ebene als Ebenenlager. Die Auflagerkraft kann, falls reibungslose Beweglichkeit des Auflagers möglich ist, nur normal zur Auflagerbahn gerichtet sein. Das Ebenenlager bestimmt also die Richtung des Auflagerdruckes vollständig; er mufs senkrecht zu der Ebene stehen, in welcher sich das Lager bewegen kann. Das Linienlager bestimmt die Ebene, in welcher der Auflagerdruck liegt; er mufs in der zu der Bahnlinie senkrechten Ebene wirken. Betrachtet man zunächst nur die in der Ebene eines Hauptträgers wirkenden Belastungen, so mufs der durch diese Lasten erzeugte Lagerdruck am beweglichen Auflager in dieser Ebene liegen und senkrecht zu der Lagerbahn stehen, mag das bewegliche Lager ein Ebenen- oder Linienlager sein. An dem festen Auflager dagegen kann der Lagerdruck ganz beliebige

[82]) The engineering Rec. 1895, S. 454. — Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 357.

[83]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 1045.

Richtung annehmen, die natürlich mit den allgemeinen Gleichgewichtsgesetzen in Einklang stehen mufs.

Bei einer sehr grofsen Gruppe von ebenen Trägern ordnet man die beweglichen Lager so an, dafs die Bewegung des betreffenden Trägerpunktes in einer wagerechten Linie (bezw. Ebene) erfolgt. Dann ist der durch in der Ebene des Trägers wirkende Lasten erzeugte Auflagerdruck an diesem Auflager lotrecht. Für lotrechte Belastungen mufs dann aber auch der Gegendruck des festen Auflagers lotrecht sein, da die einzige bei dieser Belastungsart mögliche, auf den Überbau wirkende wagerechte Kraft die Seitenkraft des Auflagerdruckes am festen Auflager ist. Nach den Gleichgewichtsgesetzen ist aber die Summe der wagerechten Kräfte gleich Null, d. h. die einzige denkbare wagerechte Kraft mufs Null sein; der Lagerdruck des festen Lagers ist also ebenfalls lotrecht. Ob nur ein wagerecht bewegliches Lager oder ob eine beliebige Zahl solcher Lager vorhanden ist, ändert in der Sache nichts; wenn also ein ebener Träger ein festes Lager und eine beliebige Zahl wagerecht reibungslos beweglicher Lager hat, so sind bei lotrechten, in der Trägerebene wirkenden Lasten alle Auflagerdrücke gleichfalls lotrecht.

Man nennt solche Träger: Balkenträger und kann sagen: Balkenträger sind Tragkonstruktionen, welche bei lotrechten Belastungen nur lotrechte Drücke seitens der Auflager erfahren.

Nach obigen Entwickelungen sind dann auch diejenigen Kräfte lotrecht, welche die Balkenträger bei lotrechten Belastungen auf die Pfeiler übertragen. Man kann also auch sagen: Balkenträger sind Tragkonstruktionen, welche bei lotrechten Belastungen die Pfeiler nur lotrecht belasten.

Etwaige wagerechte Kräfte, welche auf die Balkenträger in deren Ebene wirken, können nur durch die festen Auflager auf die Pfeiler übertragen werden.

Aus Vorstehendem erhellt, dafs nur die Art der Auflagerung, nicht aber die Form der Träger mafsgebend dafür ist, ob man einen Balkenträger hat oder nicht. Ein Träger mit einem festen und einem auf geneigter Linie beweglichen Lager kann nach dieser Erklärung nicht als Balkenträger bezeichnet werden.

Wesentlich verschieden von den Balkenträgern ist eine zweite grofse Gruppe der Träger, bei denen selbst ausschliefslich lotrechte Lasten Auflagerdrücke erzeugen, die von der lotrechten Richtung abweichen. Solche Träger üben demnach auch in diesem Falle schiefe Kräfte auf die Pfeiler aus. Mafsgebend ist wiederum die Art der Lagerung: wenn mehrere Auflager als feste angeordnet werden oder wenn deren Bewegung auf der Bahn nur möglich ist, indem wagerechte Widerstände erzeugt werden, entstehen Träger dieser Gruppe.

Je nachdem bei diesen Trägern die wagerechten Seitenkräfte der Auflagerdrücke auf die Träger als Druck oder Zug wirken, unterscheidet man Stützträger und Hängeträger. Im ersteren Falle spricht man noch von Bogenträgern, wenn die Tragkonstruktion nach einer stetigen Linie gekrümmt ist oder ein der gekrümmten Linie eingeschriebenes Vieleck bildet.

Die oben angegebene, für diese Trägergruppe mafsgebende Art der Auflagerung kann erreicht werden durch Anordnung mehrerer fester oder solcher Auflager, deren Abstände nicht zwanglos veränderlich sind. Derartige Träger einfachster Art werden gebildet, indem man zwei feste Auflager anordnet (die häufigste Art der Bogenträger); aber auch der Träger mit einem festen und einem auf einer Geraden beweglichen Lager gehört hierher, wenn beide Auflager durch ein elastisches Band verbunden sind und damit die gegenseitige Beweglichkeit beschränkt ist. Auch die Anordnung zweier

nebeneinanderliegender Bogen mit gemeinsamem, beweglichen Mittelauflager und zwei festen Endauflagern ergibt Stützträger; denn die Bewegung des Mittelauflagers ist beschränkt durch den Widerstand des rechts und des links liegenden Bogens. Die Zahl der aufeinanderfolgenden Bogen kann auch drei und mehr betragen; es ändert sich ferner grundsätzlich nichts, wenn das Vorstehende auf Hängeträger angewendet wird. So findet man vielfach Hängeträger mit einer grofsen Mittelöffnung und zwei kleineren Seitenöffnungen, also zwei Endauflagern und zwei oder mehr auf den Mittelpfeilern liegenden Mittelauflagern. Die ersteren werden als feste, die letzteren als in wagerechten Linien bewegliche konstruiert; auch hier ist die freie Beweglichkeit der Mittelauflager nicht vorhanden, vielmehr eine Bewegung nur möglich, indem wagerechte Widerstände entstehen. Auf eine Anzahl anderer Anordnungen wird weiterhin noch hingewiesen werden.

Die vorstehend erwähnten Träger mit einem festen und einem wagerecht beweglichen Auflager, bei denen beide Lagerpunkte noch durch ein elastisches Band verbunden sind, üben, wie leicht ersichtlich, als Ganzes betrachtet auf die Lager bei lotrechter Belastung nur lotrechte Drücke aus. Diese sogenannten Träger mit aufgehobenem Horizontalschube können indessen grundsätzlich den Stützträgern zugezählt werden, da die Auflagerdrücke sich mit der Spannung des Bandes zusammen zu Kräften vereinen, welche schief auf den Träger wirken.

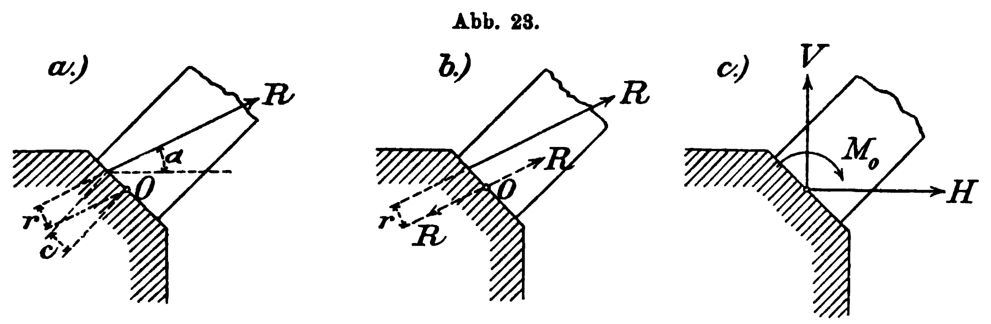
Die End- und Mittelpfeiler der Brücken sind nunmehr mit Rücksicht auf die Kräfte zu konstruieren, welche die Überbauten auf sie ausüben: bei den Balkenbrücken sind sie als Tragpfeiler, bei den Stützbrücken sind sie als Stützpfeiler oder als Tragpfeiler, bei den Hängebrücken als Ankerpfeiler oder als Tragpfeiler auszubilden. Die Tragpfeiler, welche nur lotrecht belastet werden, fallen vergleichsweise schwach aus, erheblich stärker die Stütz- und Ankerpfeiler. Die Mittelpfeiler der Stützbrücken müssen im allgemeinen stärker sein, als diejenigen der Balkenbrücken; auch die Mittelpfeiler der Hängebrücken, welche ja eigentlich Tragpfeiler sind, verlangen viel Material, weil sie erheblich über die Brückenbahn hinausragen. Durch diese erforderliche Verstärkung der Mauerpfeiler gehen manche wirtschaftliche Vorteile, welche die gestützten und aufgehängten Anordnungen bieten, unter Umständen ganz oder zum Teil wieder verloren.

§ 15. Die Konstruktionssysteme des Überbaues. Für die Anordnung des ganzen Brückenbauwerks, für die ästhetische und wirtschaftliche Gestaltung und für die Wirkungsweise der Kräfte ist die Wahl des Konstruktionssystems des Überbaues, d. h. der Hauptträger, von grundlegender Bedeutung. Bei Wahl des Konstruktionssystems ist man mit von den Eigenschaften des gewählten Baustoffes abhängig; aber für die üblichen Baustoffe ist eine grofse Mannigfaltigkeit der Systeme vorhanden. Nachstehend soll eine Übersicht der Formen gegeben werden, soweit dieselben verbreitet sind. Eine vollständige Aufzählung ist an diesem Orte nicht beabsichtigt.

1. Grundlegende Betrachtungen. Die wirkenden Kräfte sind äufsere und innere; äufsere Kräfte sind die Belastungen, welche nach den Angaben in § 12 als bekannt angenommen werden können, und die Auflagerdrücke. Innere Kräfte sind die in den einzelnen Teilen der Konstruktionen durch die äufseren Kräfte hervorgerufenen Spannungen. — Die Auflagerdrücke sind nach Gröfse und Richtung von der Art der Auflagerung abhängig. Für die nachstehende Besprechung sollen nur ebene Träger und solche Kräfte ins Auge gefafst werden, welche in der Ebene der Träger wirken.

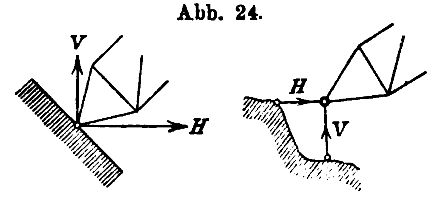
Lager-Unbekannte. An jeder Stelle, an welcher die Konstruktion durch den Unterbau gestützt wird, ist im allgemeinen sowohl die Gröfse der von dem einen Teil auf den anderen übertragenen Kraft, wie deren Richtung und Lage unbekannt. Demnach bedeutet eine solche Lagerung allgemein drei Unbekannte. Bei der in Abb. 23 dargestellten Lagerung sind unbekannt: Die Gröfse von R, die Richtung von R, also der Winkel α der Kraft R mit einer beliebig angenommenen Richtung, etwa der wagerechten, und die Lage der Kraft R in der Ebene, etwa der Abstand ihres Angriffspunktes am Kämpfer von einem beliebigen Punkte O, d. h. die Länge c. Die erwähnte Auflagerung spielt eine Rolle bei den Bogenbrücken, den Gewölben und den Pfeilern. Man nennt solches Auflager ein starres. Dasselbe bedingt drei Unbekannte, R, α, c; es ist möglich, dieselben durch andere Unbekannte zu ersetzen. Diese Ersetzung ist in Abb. 23b u. 23c gezeigt. An die Stelle von R, α, c sind $M_0 = Rr$, $V = R \sin\alpha$ und $H = R \cos\alpha$ getreten.

Abb. 23.



Findet die Stützung der Konstruktion in einem Gelenkpunkte statt (Abb. 24), so ist der Angriffspunkt der Kraft R genau bestimmt und es fällt eine der drei Unbekannten des starren Auflagers (M_0 oder c) fort; es wird $c = 0$, also auch $M_0 = 0$. Ein solches Punktlager bedeutet demnach zwei Auflager-Unbekannte, R und α oder H und V. Es steht nichts im Wege, die Auflager-Unbekannten sich durch die Spannungen zweier Stäbe vorzustellen, welche in zwei beliebige Richtungen fallen und den Auflagerpunkt mit der festen Erde verbinden. Man nennt solche gedachten Stäbe Auflagerstäbe; durch Einführung der Auflagerstäbe vereinfacht sich die Untersuchung unter Umständen wesentlich (Abb. 24).

Abb. 24.



Man kann eine weitere Auflager-Unbekannte dadurch fortschaffen, dafs man durch die Art des Lagers die Richtung der Kraft R vorschreibt. Macht man das Auflager in einer bestimmten Linie beweglich, so mufs der Auflagerdruck bei reibungsloser Beweglichkeit senkrecht zur Auflagerbahn gerichtet sein. Damit ist α bekannt und es verbleibt als einzige Unbekannte die Gröfse des Auflagerdruckes. Ein solches Lager wird als ein bewegliches bezeichnet (vergl. § 14); es bedingt eine Unbekannte.

Gelenke. Vielfach hängt ein Teil einer Konstruktion mit einem anderen Teile in einem Punkte durch ein Gelenk zusammen: die in dem Gelenk von dem einen auf den anderen Teil übertragene Kraft ist (reibungslose Drehung vorausgesetzt) der Lage nach bekannt; unbekannt sind ihre Gröfse und Richtung. Ein Gelenk bedingt demnach im ebenen Fachwerk zwei Unbekannte.

Äufserlich statisch bestimmte und unbestimmte Träger. Jede Konstruktion und jeder Teil einer Konstruktion mufs im Gleichgewicht sein, also müssen

die auf die Konstruktion und die auf jeden Teil derselben wirkenden Kräfte den Gleichgewichtsbedingungen genügen. Wenn es möglich ist, mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen die unbekannten Auflagerkräfte nach Gröfse, Richtung und Lage zu bestimmen, oder, was auf dasselbe hinauskommt, wenn die Auflagerdrücke nur von den Gleichgewichtsbedingungen abhängig sind, nicht aber von den elastischen Formänderungen des Überbaues, so nennt man den Träger einen äufserlich statisch bestimmten Träger; andernfalls wird der Träger ein äufserlich statisch unbestimmter genannt.

Zur Ermittelung der unbekannten, von vornherein nicht gegebenen Auflagerdrücke aus den gegebenen Belastungen sind, falls es sich um ebene Konstruktionen und Kräfte in einer Ebene handelt, stets drei Gleichungen (die drei Gleichgewichtsbedingungen) verfügbar; diese drei Gleichungen genügen also zur Ermittelung der Auflager-Unbekannten, wenn deren Zahl nicht gröfser ist als drei. Wenn aber die Zahl der Auflager-Unbekannten gröfser ist als drei, so müssen noch andere Gleichungen aufgesucht werden; entweder ergeben sich diese fehlenden Gleichungen durch die besondere Anordnung der Konstruktion derartig, dafs auf die elastischen Formänderungen keine Rücksicht genommen zu werden braucht — dann sind die Konstruktionen äufserlich statisch bestimmt, oder die fehlenden Gleichungen sind durch die elastischen Formänderungen bedingt — dann handelt es sich um äufserlich statisch unbestimmte Anordnungen.

Auffassung der Konstruktionen als aus Scheiben zusammengesetzt. Man kann die Konstruktionen als aus einzelnen Teilen (Systemen oder Einzelstäben) zusammengesetzt annehmen, welche man als Scheiben bezeichnet. Auf die Scheiben wirken aufser den (gegebenen) Belastungen noch die Auflagerdrücke und die von den anderen Scheiben der Konstruktion auf sie übertragenen Kräfte, sei es in Berührungspunkten mit Nachbarscheiben, sei es vermittelst besonderer Stäbe, welche die betrachtete Scheibe mit den anderen verbinden. Jede Scheibe mufs unter Einwirkung dieser als äufsere Kräfte aufzufassenden Kräfte im Gleichgewichte sein, für jede Scheibe gibt also die Gleichgewichtslehre drei Gleichungen; wenn nun die Zahl der Scheiben S ist, so sind im ganzen $3\,S$ Gleichungen verfügbar. Als Unbekannte sind einzuführen: die Auflager-Unbekannten, die Spannungen der Verbindungsstäbe der Scheiben, die Gelenk-Unbekannten, sofern zwei Scheiben sich in einem Gelenk berühren.

Die inneren Kräfte oder Spannungen. Nicht nur die ganze Konstruktion, sondern auch jeder beliebige Teil derselben mufs im Gleichgewicht sein, also den Gleichgewichtsbedingungen genügen. Werden die inneren Kräfte an irgend einer Stelle des Trägers gesucht, so braucht man nur an dieser Stelle einen Schnitt durch den Träger gelegt zu denken, an den Schnittstellen die dort wirkenden Kräfte — zunächst als Unbekannte — anzubringen und darauf für diese und die auf das betrachtete Stück aufserdem wirkenden Kräfte (Belastungen und Auflagerdrücke) die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen anzuwenden. Bei diesen Untersuchungen werden stets die Fachwerke als aus gelenkig verbundenen Stäben zusammengesetzt angenommen: infolge dieser Annahme fällt jede Stabspannung mit der Stabachse zusammen, jedem Stabe entspricht also eine Unbekannte und die Zahl der unbekannten Stabspannungen stimmt mit der Zahl der vom gedachten Schnitt getroffenen Stäbe überein. Bei ebenen Trägern erhält man für jeden Schnitt drei Gleichgewichtsbedingungen, die Gleichgewichtsbedingungen genügen also für die Ermittelung der Unbekannten, wenn stets nicht mehr als drei Stäbe mit unbekannten Stabspannungen von dem Schnitt getroffen werden; dann entsprechen den drei verfügbaren Gleichungen ebensoviel Unbekannte.

Man kommt so leicht zu einem Merkmal der statischen Bestimmtheit ebener Fachwerke. Da die an einem beliebigen Teile des Trägers wirkenden Kräfte im Gleichgewicht sein müssen, so gilt das auch von den auf einen beliebigen Knotenpunkt wirkenden Kräften. Für Kräfte aber, welche an einem Punkte angreifen und in derselben Ebene wirken, ist die Zahl der Gleichgewichtsbedingungen nur zwei. Demnach ergeben sich bei ebenem Fachwerk für jeden Knotenpunkt zwei Gleichungen, und falls das Fachwerk k Knotenpunkte hat, erhält man im ganzen $2\,k$ Gleichungen. Ebenso grofs darf die Zahl der Unbekannten sein. Zu den Unbekannten gehören die Spannungen der Stäbe, deren Zahl s sei und die Auflager-Unbekannten, deren Zahl n sei. Dann heifst die Bedingung für die statische Bestimmtheit: $s + n = 2\,k$. Bezeichnet man die Zahl der festen Auflager mit f, diejenige der beweglichen mit b, so ist $n = 2f + b$, für statische Bestimmtheit mufs also sein: $s + 2f + b = 2\,k$, d. h. die Zahl der Stäbe $s = 2\,k - n$, $s = 2\,k - (2f + b)$.

Ist die Zahl der Stäbe gröfser als $2\,k - n$, so reichen die Hilfsmittel der Statik starrer Körper zur Ermittelung aller Unbekannten nicht aus, das Fachwerk ist dann statisch unbestimmt; sind weniger als $2\,k - n$ Stäbe vorhanden, so ist das Fachwerk im allgemeinen nicht starr. Es mufs aber besonders darauf hingewiesen werden, dafs die obige Bedingung für das Verhältnis der Zahl der Stäbe zu der Zahl der Knotenpunkte wohl eine Bedingung für die statische Bestimmtheit des Fachwerks ist, aber dafs diese Bedingung allein nicht ausreicht. Es mufs aufserdem noch die Determinante der Kraftgleichungen einen von Null verschiedenen Wert haben. Auf diese weitere Bedingung wird in späteren Bänden weiter eingegangen werden.

Die Anordnungen der Stäbe bei den Trägern mit gegliederter Wand. Man unterscheidet bei den Trägern die Gurtungen und die Gitterstäbe. Als Gurtungen bezeichnet man die Gesamtheit der Umfangsstäbe, welche das Fachwerk zu einer geschlossenen Stabfolge machen (obere bezw. untere Gurtung); die Stäbe, welche die Gurtungen miteinander verbinden, nennt man Füllungsstäbe, Gitterstäbe, Wandglieder. Die Punkte, in welchen zwei oder mehrere Stäbe zusammentreffen, heifsen Knotenpunkte, das Gitterwerk heifst ein Netzwerk, wenn die aufeinanderfolgenden Gitterstäbe abwechselnd von links nach rechts und von rechts nach links fallen, ein Fachwerk (im engeren Sinne), wenn die Gitterstäbe abwechselnd lotrecht und geneigt angeordnet sind. Beide Bezeichnungen sind wenig zweckmäfsig. Lang hat dafür Maschenwerk bezw. Ständerfachwerk vorgeschlagen. Man unterscheidet ferner einfaches und mehrfaches Maschenwerk bezw. Ständerfachwerk. Bei dem einfachen Werk schneiden die Achsen der Wandstäbe einander nur auf den Gurtstab-Achsen, bei dem mehrfachen dagegen auch zwischen den Gurtungen. Diese letzteren Schnittpunkte werden aber nur ausnahmsweise als Knotenpunkte ausgebildet.

Die vorstehend schon berührte wichtige Frage nach der inneren statischen Bestimmtheit der Konstruktion kann beantwortet werden durch Untersuchung der einzelnen Scheiben, in welche die Konstruktion zerlegt werden kann, falls man vorher über die äufsere statische Bestimmtheit Klarheit gewonnen hat. Ist durch die Untersuchung (vergl. oben) nachgewiesen, dafs die gesamte Konstruktion äufserlich statisch bestimmt ist, d. h. dafs man alle auf die Scheiben wirkenden äufseren Kräfte ermitteln kann (Auflagerdrücke, Gelenkkräfte), so kann jede Scheibe betreffs ihrer inneren statischen Bestimmtheit für sich untersucht werden. Es genügt demnach hier, nur eine Scheibe der Besprechung zugrunde zu legen; dabei können die Gelenkkräfte wie Auflagerkräfte betrachtet werden.

Eine einzige Scheibe darf, sofern die äufseren unbekannten Kräfte mit Hilfe der Gleichgewichtsgesetze starrer Körper ermittelbar sein sollen, nur drei Auflager-Unbekannte haben, d. h. wenn die Zahl der Knotenpunkte bezw. Stäbe dieser Scheibe mit k bezw. s bezeichnet wird, mufs für statische Bestimmtheit sein:

$$s + 3 = 2k, \quad s = 2k - 3.$$

Das einfachste Fachwerk, welches dieser Bedingung genügt, ist das Dreieck. Bei diesem ist $k = 3$, $s = 3$, also ist hier die Bedingung für statische Bestimmtheit $s = 2k - 3$ erfüllt. — Fügt man allgemein an ein statisch bestimmtes Fachwerk (eine statisch bestimmte Scheibe) Stäbe und Knotenpunkte an, so fragt sich, in welchem Verhältnis die Zahl (Δs) der hinzukommenden Stäbe zu derjenigen (Δk) der hinzukommenden Knotenpunkte stehen mufs, damit das entstehende neue Fachwerk ebenfalls statisch bestimmt sei. Die Bedingungsgleichung ist

$$s + \Delta s = 2\,(k + \Delta k) - 3;$$

es ist aber auch $s = 2k - 3$; mithin mufs sein $\Delta s = 2\,\Delta k$.

Es mufs also die Zahl der hinzukommenden Stäbe doppelt so grofs sein, als die Zahl der hinzukommenden Knotenpunkte. Unzweifelhaft statisch bestimmt bleibt also das Fachwerk, wenn ein Knotenpunkt und zwei Stäbe zugefügt werden. Fügt man also an ein einfaches Dreieck einen Knotenpunkt vermittels zweier Stäbe, an die entstandene Figur wiederum einen Knotenpunkt und zwei Stäbe und so fort, so mufs das entstehende Fachwerk (die Scheibe) statisch bestimmt sein. — Andererseits folgt für die Untersuchung eines verwickelten Fachwerks: Kann man nacheinander stets einen Knotenpunkt und zwei Stäbe fortnehmen und bleibt schliefslich ein Dreieck übrig, so war das ursprüngliche Fachwerk statisch bestimmt. Ferner: Kann man auf diese Weise die Figur nicht zu einem Dreieck verringern, sondern nur bis zu einer anderen Figur, so braucht man nur diese letztere auf statische Bestimmtheit zu untersuchen; ist die übrig gebliebene Figur statisch bestimmt, so war es auch die ursprüngliche. Wendet man also den Satz an, dafs die Determinante der Kraftgleichungen einen von Null verschiedenen Wert haben mufs, so wird es meistens möglich sein, für diese Untersuchung die Determinante nur einer geringen Zahl von Gleichungen zu behandeln. — Eine andere leicht vorzunehmende Untersuchung (das Verfahren des Ersatzstabes) wird in einem späteren Bande angegeben werden.

Die Träger mit vollen Wandungen sind bezüglich der inneren Kräfte statisch unbestimmt, denn die in einem Querschnitte wirkenden, also auch in einem gedachten Schnitte nach Vorstehendem anzubringenden Kräfte enthalten stets mehr als drei, genau genommen unendlich viele Unbekannte, weil die Zahl der Querschnittsteilchen df unendlich grofs ist. — Man macht, um eine Berechnung zu ermöglichen, bestimmte Annahmen; die mit den Ergebnissen der Versuche gut übereinstimmende übliche Voraussetzung ist, dafs die Spannungen der verschiedenen Querschnittspunkte linear abhängig sind von den Koordinaten der betreffenden Punkte in der Querschnittsebene.

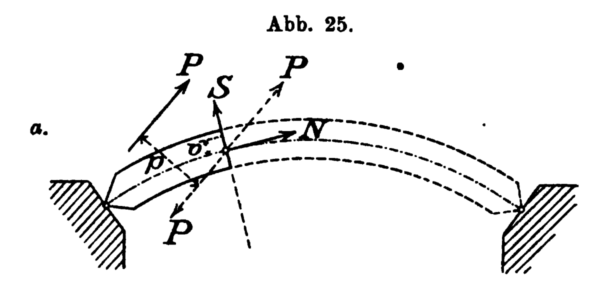
Die Trägerachse ist der geometrische Ort aller Querschnittsschwerpunkte. Wird allgemein vorausgesetzt, die Mittelkraft der äufseren, auf das durch beliebigen Schnitt abgetrennte Körperstück wirkenden Kräfte sei gegen den Querschnitt geneigt, so läfst sich diese ersetzen durch eine durch den Querschnittsschwerpunkt gehende Einzelkraft P, bezw. deren Seitenkräfte N und S, normal zum Querschnitt und in diesen fallend, sowie ein Kräftepaar vom Momente $M = P \,.\, p$, wenn p den Normalabstand der

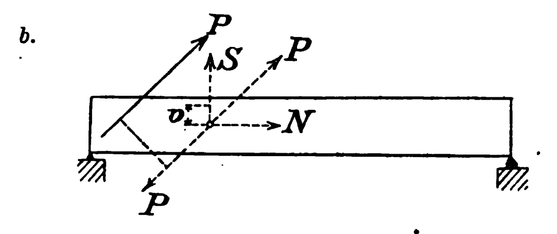
Mittelkraft der äufseren Kräfte vom Schwerpunkte des Querschnitts bezeichnet (Abb. 25*a* u. 25*b*). Die Normalspannung σ, bezw. die Schubspannung τ im Abstande v vom Querschnittsschwerpunkte haben dann für Balken mit gerader Achse (Abb. 25*b*) die Werte

$$\sigma = -\frac{N}{F} - \frac{Mv}{J}, \quad \tau = -\frac{S\Sigma}{bJ},$$

worin F den Flächeninhalt, J das Trägheitsmoment des Querschnittes bezüglich der durch den Schwerpunkt gehenden, auf der Kraftebene senkrechten Geraden, b die Breite des Querschnittes im Abstande v, Σ das statische Moment des über dieser Breitenlinie gelegenen Flächenstreifens bezüglich der im Schwerpunkte zur Kraftebene senkrechten Achse bedeuten. Vorausgesetzt ist dabei, dafs die Kraftebene die Querschnitte in Hauptachsen schneide.

Abb. 25.





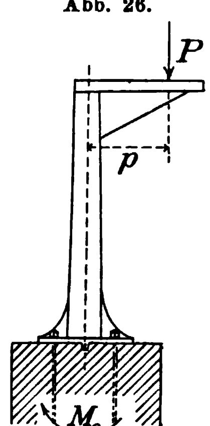
Die angeführten Ausdrücke können auch bei Trägern mit gekrümmter Achse als genügend genaue Annäherungswerte benutzt werden, sofern der Krümmungshalbmesser entsprechend grofs ist (siehe Abb. 25*a*). Ist N, wie in der Regel beim Balkenträger mit gerader Achse, gleich Null, so ergibt sich die Normalspannung:

$$\sigma = -\frac{Mv}{J}.$$

Dieselbe wird hiernach unter gleichen Verhältnissen um so kleiner, je gröfser der Wert $\frac{J}{v}$ wird und es ergibt sich hieraus die Regel, hohe Träger anzuordnen, bezw. den Stoff bei den vollwandigen Trägern im Querschnitte so zu verteilen, dafs derselbe tunlichst entfernt von der Null-Linie liegt und die so entstehenden Gurtungen durch eine Wand zu verbinden, deren Stärke mit Rücksicht auf die Gröfse der Schub- bezw. Hauptspannungen bemessen wird. Das Eingehendere hierüber geben spätere Untersuchungen.

2. Anwendungen der grundlegenden Betrachtungen. a) Konstruktionen mit einem Auflager sind nur dann fest, wenn das Auflager starr ist, also auch Momente auf den stützenden Pfeilerunterbau übertragen kann (Abb. 26). Man kann hierher die eisernen und hölzernen Pyramidenpfeiler zählen. Da ein starres Auflager drei Unbekannte bedeutet und für die äufseren Kräfte drei Gleichungen zur Verfügung stehen, ist die Konstruktion äufserlich statisch bestimmt. Die äufseren Kräfte können mittels der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden.

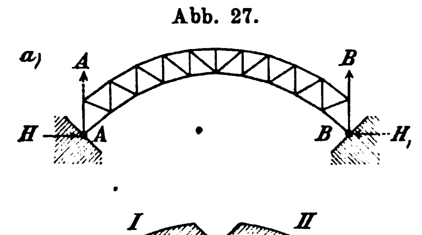
Abb. 26.



b) Konstruktionen mit zwei Auflagern. Soll die Konstruktion äufserlich statisch bestimmt sein, so darf die Zahl der in den äufseren Kräften enthaltenen Unbekannten nicht gröfser sein, als die Zahl der verfügbaren Gleichungen. Die Gleichgewichtslehre gibt drei Gleichungen (wenn nicht aus der Anordnung der Konstruktion weitere Gleichungen folgen), die Auflager-Unbekannten dürfen also nicht mehr als drei Unbekannte enthalten: demnach mufs ein Auflager fest, eines beweglich sein. Meistens ist das bewegliche Auflager in der wagerechten Linie beweglich; dann sind für lotrechte

Belastungen keine wagerechten Kräfte vorhanden, der Träger ist also ein Balkenträger (vergl. § 14, S. 87); wenn dagegen das bewegliche Lager in einer gegen die Wagerechte geneigten Linie beweglich ist, so ist der Träger kein Balkenträger, aber statisch bestimmt, da die Zahl der Auflager-Unbekannten nur drei beträgt. Wenn die Konstruktion zwei feste Auflager, also $2 . 2 = 4$ Auflager-Unbekannte hat, so fehlt für die Ermittelung der Unbekannten eine Gleichung, da nur drei Gleichungen verfügbar sind. Der Träger ist äufserlich einfach statisch unbestimmt (Abb. 27*a*). Man kann aber durch die Konstruktion eine weitere Gleichung vorschreiben, indem man an beliebiger Stelle ein Gelenk anbringt. Dann mufs die von dem Teile an der einen Seite des Gelenkes auf den Teil an der anderen Seite des Gelenkes übertragene Kraft stets durch den Gelenkpunkt gehen. Mathematisch läfst sich das in die Gleichung kleiden: das Moment der an der einen Seite der Gelenkes wirkenden Kräfte für das Gelenk als Drehpunkt mufs gleich Null sein. Diese Gleichung mit den drei allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen zusammen ergibt die genügende Zahl von vier Gleichungen zur Ermittelung der vier Unbekannten.. Abb. 27*b* mit dem Gelenk bei *C* ist also statisch bestimmt; Abb. 27*a* u. 27*b* sind Stützträger.

Abb. 27.

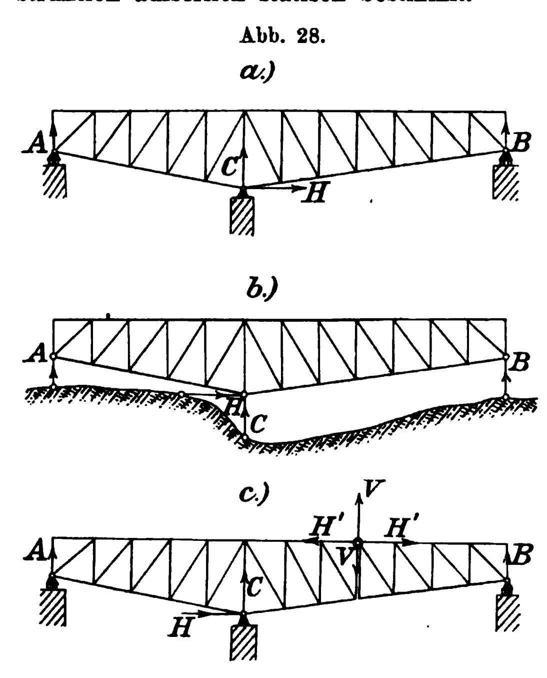


Allgemein findet statt: Jedes Gelenk gibt eine Bedingungsgleichung.

Fafst man die Konstruktion der Abb. 27*b* als aus zwei Scheiben (I u. II) bestehend auf, so hat man, da nach S. 89 jedes feste Auflager und jedes Gelenk zwei Unbekannte bedingt: 2 feste Auflager und ein Gelenk bei *C*, also $2 . 2 + 2 . 1 = 6$ Unbekannte; 2 Scheiben (I und II), deren jede 3 Gleichungen gibt, also $2 . 3 = 6$ Gleichungen.

Die Zahl der Unbekannten und der Gleichungen ist gleich grofs, also die Konstruktion äufserlich statisch bestimmt.

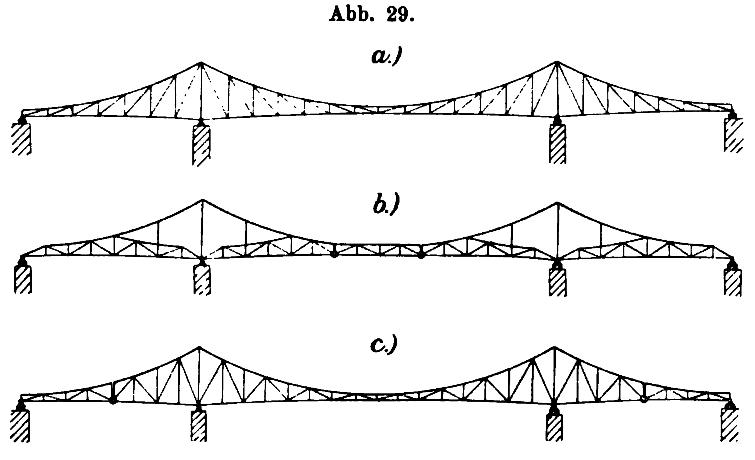
Abb. 28.



c) Konstruktionen mit drei Auflagern. Es mufs wenigstens ein Auflager fest sein; ordnet man die beiden anderen Auflager beweglich an, so erhält man als Zahl der Auflager-Unbekannten $n = 2 . 1 + 2 . 1 = 4$. Auch hier fehlt von vornherein eine Gleichung, die wiederum durch Anordnung eines Gelenkes an beliebiger Stelle erhalten werden kann, da jedes Gelenk eine Bedingungsgleichung gibt. Abb. 28*a* zeigt den Träger auf drei Stützen ohne Gelenk, welcher einfach statisch unbestimmt ist, Abb. 28*c* denselben durch das Gelenk in der rechten Öffnung statisch bestimmt gemachten Träger. Bei letzterem sind vorhanden: drei Gleichgewichtsgleichungen und eine Gelenkgleichung; nennt man die Stützendrücke bezw. die lotrechte Seitenkraft des festen

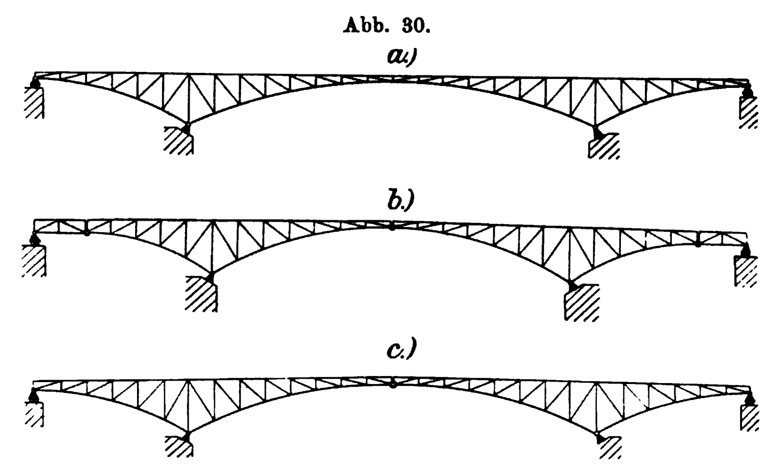
Auflagers A, B, C, die wagerechte Seitenkraft des festen Auflagers H, so sind unbekannt A, B, H, C; mithin sind für die vier Unbekannten vier Gleichungen verfügbar. — Dasselbe Ergebnis wird erhalten, wenn man den Träger als aus den beiden Scheiben links und rechts vom Gelenk bestehend ansieht; verfügbar sind: zwei Scheiben mit je drei Gleichungen, d. h. $2 \cdot 3 = 6$ Gleichungen; an unbekannten äufseren Kräften sind vorhanden: 4 Auflager-Unbekannte, 2 Gelenk-Unbekannte H' und V, zusammen 6 Unbekannte. Man kann auch das Gelenk mit dem mittleren Auflager zusammenlegen; dann erhält man zwei unabhängige Träger, die gemeinsame Auflagerpunkte haben. Ersetzt man die Auflagerkräfte in Abb. 28*a* durch Auflagerstäbe, so ergibt sich die Abb. 28*b*. Die Spannungen der Auflagerstäbe sind die obigen Unbekannten A, B, H, C.

Abb. 29.



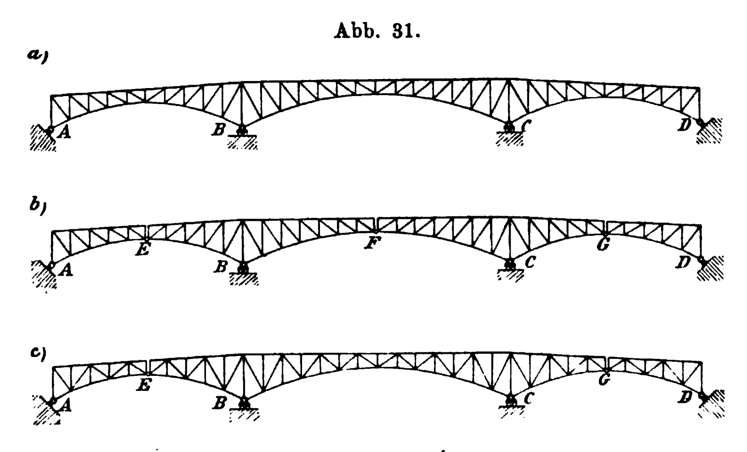
d) **Konstruktionen mit vier Auflagern.** Wenigstens ein Auflager mufs als festes konstruiert werden, die anderen können beweglich sein. Macht man nach Abb. 29 ein Auflager fest, die anderen drei beweglich, so hat man $n = 2 \cdot 1 + 3 = 5$ Unbekannte. Hier fehlen also 2 Gleichungen, der Träger ist zweifach statisch unbestimmt. Die beiden Gleichungen können durch Anordnung zweier Gelenke erhalten werden, da jedes Gelenk eine Gleichung bedeutet. Abb. 29*b* u. 29*c* geben zwei Lösungen der Aufgabe, den erwähnten Träger auf 4 Auflagern statisch bestimmt zu machen. Dabei sind die beweglichen Auflager wagerecht beweglich angeordnet und bei Abb. 29*b* die beiden Gelenke in die Mittelöffnung, bei Abb. 29*c* in die Seitenöffnungen verlegt. — Man kann diese Träger auch als aus drei Scheiben zusammengesetzt ansehen, erhält also $3 \cdot 3 = 9$ Gleichungen. Die Zahl der Unbekannten beträgt dann für 1 festes, 3 bewegliche Auflager und zwei Gelenke: $n = 2 + 3 \cdot 1 + 2 \cdot 2 = 9$. — Wenn von den vier Auflagern 2 als feste und 2 als bewegliche konstruiert werden, so ist die Zahl der Auflager-Unbekannten $2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 = 6$; die Zahl der Gleichungen ist zunächst nur 3, mithin der Träger (Abb. 30*a*) dreifach statisch unbestimmt. Die für die statische Bestimmtheit fehlenden drei Gleichungen können durch Anordnung dreier Gelenke, je eines in einer der drei Öffnungen, erhalten werden; man erhält so den Träger der Abb. 30*b*, welcher unter dem Namen des Ausleger-Bogenträgers bekannt und mehrfach ausgeführt worden ist (Viaur-Viadukt in Frankreich, Hawkstreet-Brücke in Albany, N. Y.). Dieser Träger ist statisch bestimmt, wie auch die Auffassung desselben als eines aus vier Scheiben zusammengesetzten Trägers ergibt. Die vier Scheiben ergeben $4 \cdot 3 = 12$ Gleichungen; die 2 festen, 2 beweglichen Auflager und die drei Gelenke bedingen $n = 2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 + 3 \cdot 2 = 12$ Unbekannte. Bringt man

Abb. 30.



bei dem in Abb. 30*c* vorgeführten Träger mit zwei festen und zwei beweglichen Auflagern nur ein Gelenk in der Mittelöffnung an, so bleibt der Träger zweifach statisch unbestimmt (6 Auflager-Unbekannte, 4 Gleichungen, oder, wenn man den Träger als aus zwei Scheiben bestehend auffafst, 2 . 3 = 6 Gleichungen, denen 6 Auflager-Unbekannte und 2 Gelenk-Unbekannte, im ganzen also 8 Unbekannte gegenüberstehen). Diese Brückenform ist neuerdings in Paris ausgeführt: die Mirabeau-Brücke hat die erwähnte Hauptträger-Anordnung.[84]) Auch der in Abb. 31*a* vorgeführte Brückenträger, bestehend aus 3 zusammenhängenden Bogen, ist dreifach statisch unbestimmt. Bei diesem sind die beiden Endauflager fest, die Mittelauflager beweglich; es stehen demnach den 3 Gleichungen 2 . 2 + 2 . 1 = 6 Auflager-Unbekannte gegenüber. Auch hier wird die Konstruktion statisch bestimmt durch Anordnung je eines Gelenkes in jeder Öffnung (Abb. 31*b*), während die Anordnung der Abb. 31*c* einfach statisch unbestimmt ist.

Abb. 31.



e) Konstruktionen mit mehr als vier Auflagern. Die Behandlung ist ganz entsprechend der vorstehend bei Trägern mit weniger Auflagern durchgeführten, soweit Balken- und Stützträger in Frage kommen. Die Hängeträger kann man als Träger mit einer gröfseren Zahl von Auflagern auffassen, wobei man eine Verankerung wie ein bewegliches Lager rechnen kann; denn die Verankerung bedingt nur eine Unbekannte, nämlich die Gröfse der Ankerkraft, weil die Richtung dieser Kraft vor-

[84]) Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 241.

geschrieben ist; sie fällt mit derjenigen des Rückhaltstabes zusammen. Unter dieser Voraussetzung hat der Hängeträger der Abb. 32 vier bewegliche Auflager und zwei Rückhaltketten, demnach sechs Auflager-Unbekannte. Die Zahl der Gleichgewichtsbedingungen ist drei, außerdem bieten die beiden Gelenke in den Knotenpunkten zunächst den Pylonen-Lagern je eine weitere Gleichung; es sind also fünf Gleichungen verfügbar. Der Träger ist deshalb einfach statisch unbestimmt. Bringt man im Träger der Hauptöffnung ein Gelenk an, so kommt eine sechste Gleichung hinzu und der Träger wird statisch bestimmt. (An den Pylonen-Lagerpunkten sind auch Gelenke, welche aber keine Gleichungen liefern, da die Auflagerbedingungen bei den Verankerungen schon vorschreiben, daſs die betreffenden Kräfte durch die Pylonengelenkpunkte gehen müssen.) Die Trägeranordnung der Abb. 33 kann als auf 8 beweglichen Auflagern und 2 Rückhaltketten ruhend aufgefaſst werden;

Abb. 32.

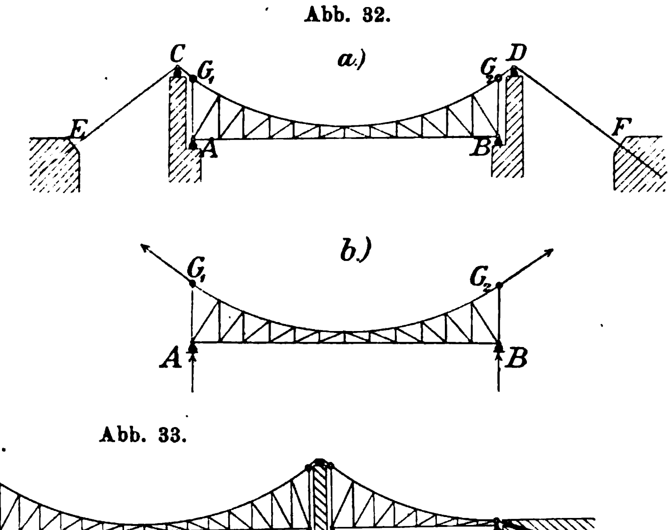
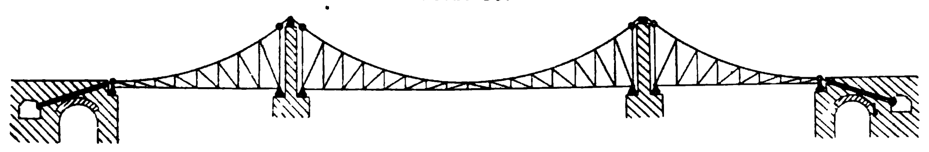


Abb. 33.



dann sind 10 Auflager-Unbekannte vorhanden. An Gleichungen sind für diese äuſseren Kräfte verfügbar: drei allgemeine Gleichgewichtsbedingungen und die durch die 6 Gelenke gelieferten Gleichungen. Gelenkpunkte sind hier die beiden Pylonen-Knotenpunkte und die beiden je zunächst liegenden Ketten-Knotenpunkte; die Konstruktion ist demnach gleichfalls einfach statisch unbestimmt. Durch Anordnung eines Gelenkes im Hängeträger der Hauptöffnung würde die für statische Bestimmtheit fehlende Gleichung geliefert. Den in Abb. 33 vorgeführten Fall kann man sich auch leicht mit Hilfe der Scheiben-Anschauung klar machen; für diese Betrachtung sind als auf die Scheiben wirkend auch die Spannungen der in den oberen (Pylonen-)Lagern zusammentreffenden Stäbe einzuführen. Dann ist die Zahl der Unbekannten: acht Auflager-Unbekannte, zwei Ankerspannungen, vier Spannungen der Stäbe an den oberen Lagern; d. h. $n = 14$. Vorhanden sind drei Scheiben und zwei Knotenpunkte (auf den Pylonen), mithin sind $3 \,.\, 3 + 2 \,.\, 2 = 13$ Gleichungen verfügbar. Die Konstruktion ist also einfach statisch unbestimmt. Ordnet man in der Mittelöffnung ein Gelenk an, so beträgt die Zahl der Scheiben vier, die Zahl der verfügbaren Gleichungen demnach $3 \,.\, 4 + 2 \,.\, 2 = 16$. Die Zahl der Unbekannten vergröſsert sich dann um die beiden neuen Gelenk-Unbekannten, beträgt also gleichfalls sechzehn, d. h. die Konstruktion ist statisch bestimmt.

Wegen eingehender Untersuchung der vorstehend besprochenen Verhältnisse wird auf die späteren Kapitel verwiesen. Nachstehend sollen die praktischen Anordnungen der Überbauten etwas näher besprochen werden.

Abb. 34. *Brücke über die Weser bei Fürstenberg.*[85]) M. 1 : 600.

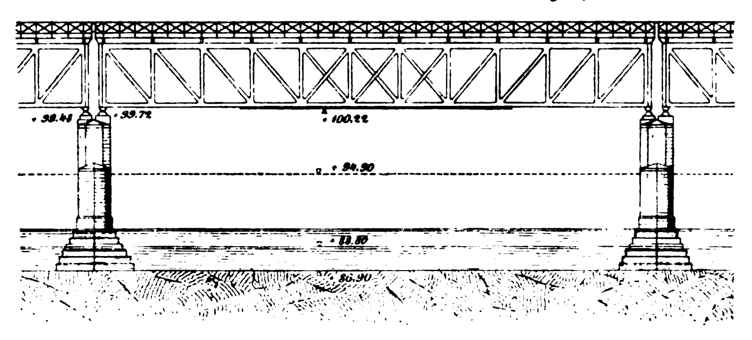


Abb. 35. *Strafsenbrücke über den Rhein bei Kehl-Strafsburg, erbaut 1895/97.*[86]) M. 1 : 1000.

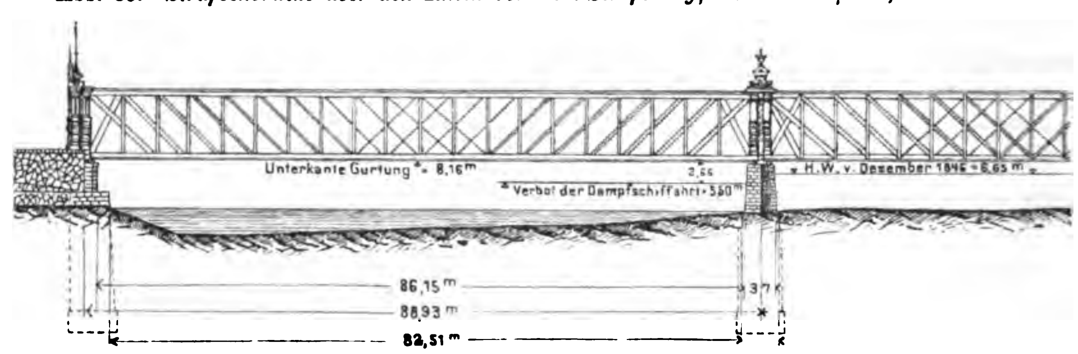


Abb. 36. *Brücke über die Werra bei Eschwege.*[87]) M. 1 : 600.

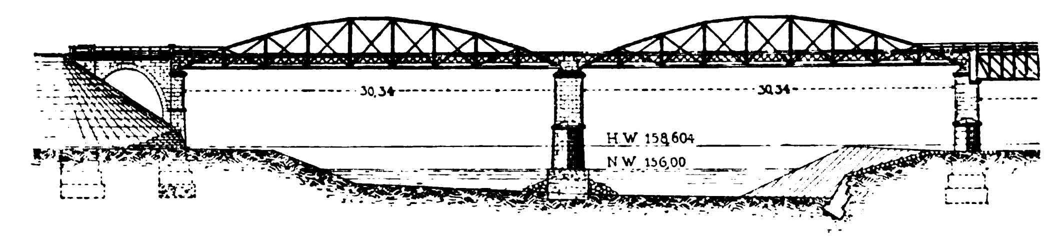
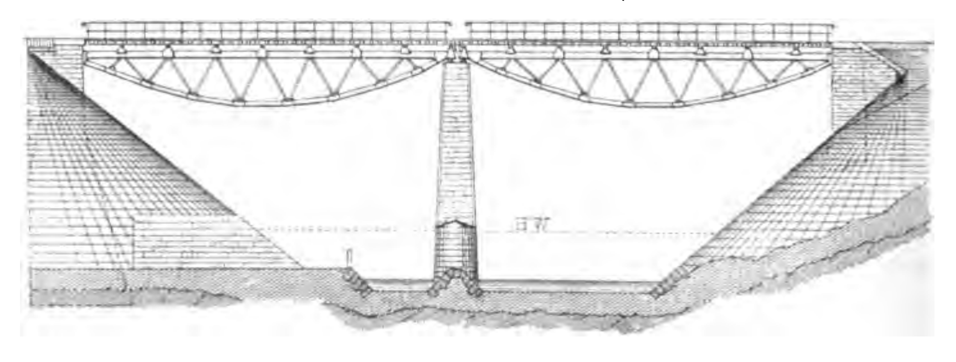


Abb. 37. *Salmviadukt der Moselbahn.*[88]) M. 1 : 550.



---

85) Faks.-Repr. aus Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, Bl. 845.

86) Aus: Feste Brücken über den konventionellen Rhein (Faks.-Repr.).

87) Zeitschr. f. Bauw. 1880, Bl. 44 (Faks.-Repr.).

88) Zeitschr. f. Bauw. 1884, Bl. 45 (Faks.-Repr.).

3. Systeme des Überbaues für eine Brückenöffnung. a) Balkenträger. Eines der beiden Auflager muſs fest, das andere beweglich sein. Die Träger werden mit voller Wand (als Walzbalken oder Blechträger) oder mit gegliederter Wand (als Fachwerksträger) gebildet. Bei gröſserer Stützweite ist es zweckmäſsig, Fachwerksträger zu verwenden. Man kann die verschiedenen Trägerarten nach den Formen der Gurtungen und nach der Ausbildung der Wandglieder (des Gitterwerks) einteilen. Die Abbildungen 34 bis 47 zeigen die hauptsächlich verwendeten Formen der Fachwerksträger in guten, ausgeführten Beispielen. Je nach der Anordnung der Gurtungen unterscheidet man: Parallelträger, d. h. solche mit zwei parallelen, meist wagerechten

Abb. 38. *Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz.*[89]) M. 1 : 1000.

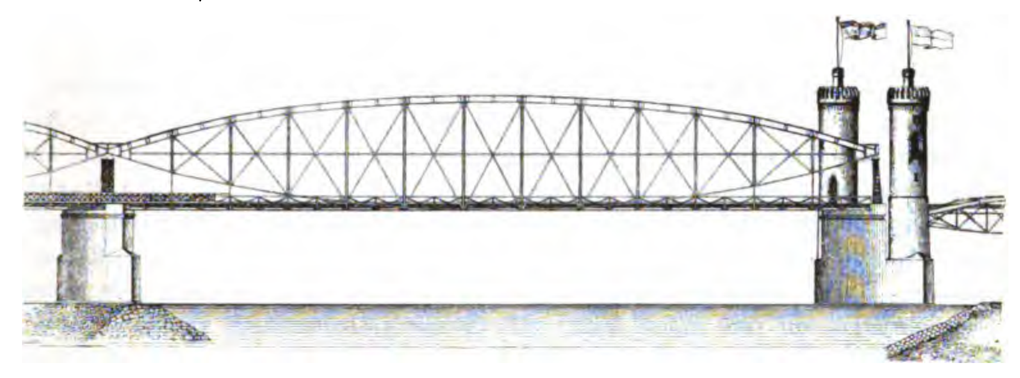
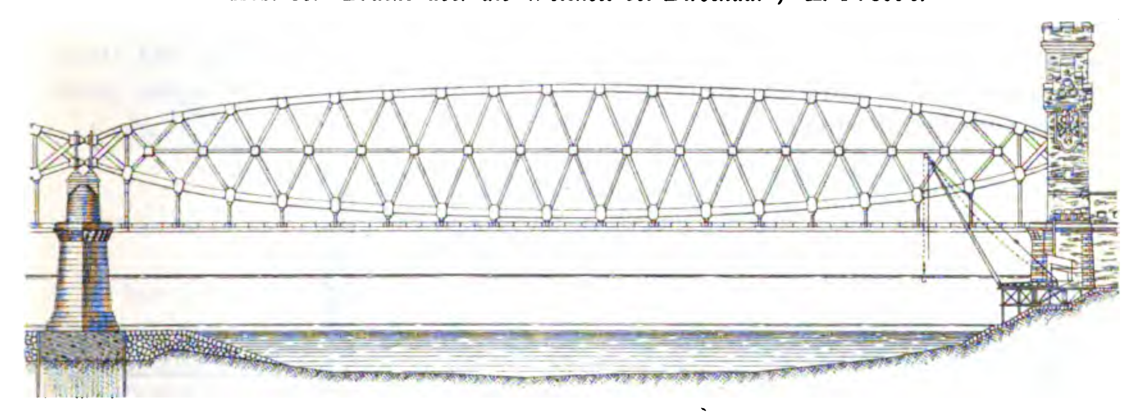


Abb. 39. *Brücke über die Weichsel bei Dirschau.*[90]) M. 1 : 1000.

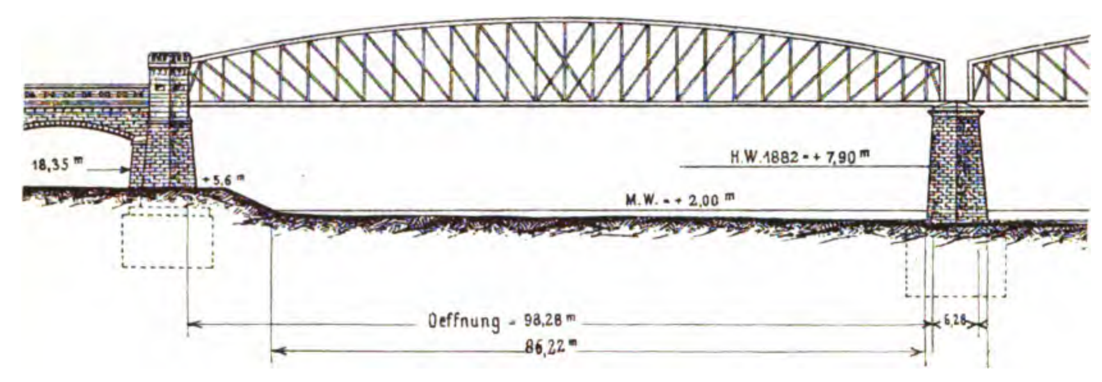


Gurtungen und Träger mit einer bezw. zwei gekrümmten Gurtungen. Überbauten mit Parallelträgern sind in den Abb. 34 u. 35 vorgeführt, Träger mit einer gekrümmten Gurtung in den Abb. 36, 37, 40, 41, 42, 43, solche mit zwei gekrümmten Gurtungen in Abb. 38 u. 39. Wenn eine Gurtung geradlinig, die zweite gekrümmt ist (Abb. 36, 37, 40, 41), so legt man möglichst die geradlinige Gurtung an die Fahrbahn; dann bilden die Stäbe der geradlinigen Gurtungen beider Hauptträger zugleich die Gurtungen des Windträgers. Liegt bei zwei gekrümmten Gurtungen die Fahrbahn unter beiden (Abb. 38 u. 39), so sind besondere Windgurtungen in Höhe der Fahrbahn vorzusehen.

[89]) Faks.-Repr. nach einer Veröffentlichung des Wasser- u. Straſsenbaues, II. Kursus des Polytechnikums Karlsruhe.

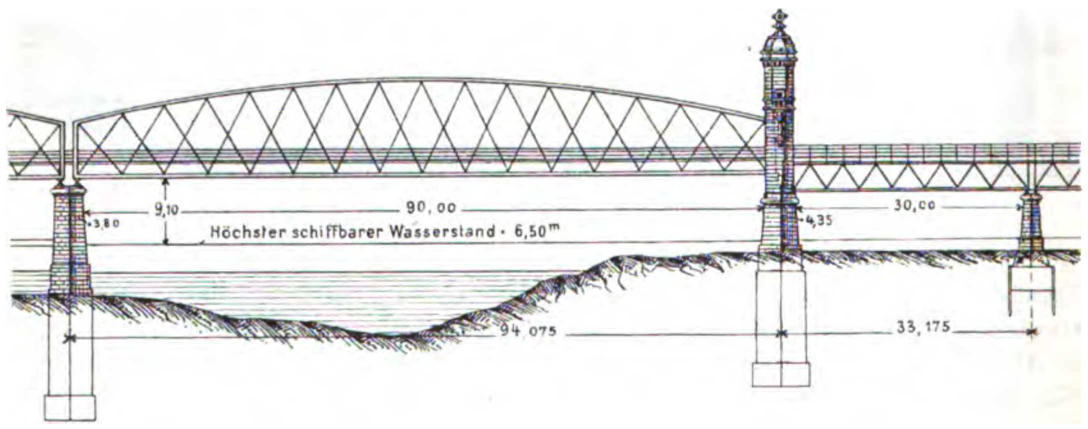
[90]) Zeitschr. f. Bauw. 1895, Bl. 32/33 (Faks.-Repr.).

Abb. 40. *Brücke über den Rhein bei Wesel.*[91]) M. 1 : 1000.



Man hat die Träger mit gekrümmten Gurtungen trotz ihrer gegenüber den Parallelträgern schwierigeren Herstellungsweise vielfach ausgeführt. Je nach der Kurve, auf welcher die Knotenpunkte der gekrümmten Gurtung liegen, haben die Träger besondere Eigenschaften. Ist diese Kurve eine Parabel, so erhält man den **Parabelträger** (Abb. 36, 37); die Parabelträger haben bei gleichförmiger voller Belastung des Trägers in den Stäben des geradlinigen Gurtes gleiche Spannung, in den Stäben des gekrümmten Gurtes nahezu gleiche Spannung. Man kann demnach jede Gurtung des Parabelträgers auf ihre ganze Länge mit gleichem Querschnitte ausführen, was für die Konstruktion sehr bequem ist. Falls Pfosten und Diagonalen verwendet werden (Abb. 36), so ruft die volle gleichförmige Belastung in den Diagonalen die Spannung Null hervor. In den Diagonalen finden die gröfsten Spannungen bei einseitigen Belastungen statt und es ergeben sich die absoluten Werte der gröfsten Zug- und Druckspannungen jeder Diagonale gleich grofs — wenigstens unter Zugrundelegung gleichförmig verteilter Belastung.

Abb. 41. *Brücke über den Rhein bei Roppenheim.*[92]) M. 1 : 1000.

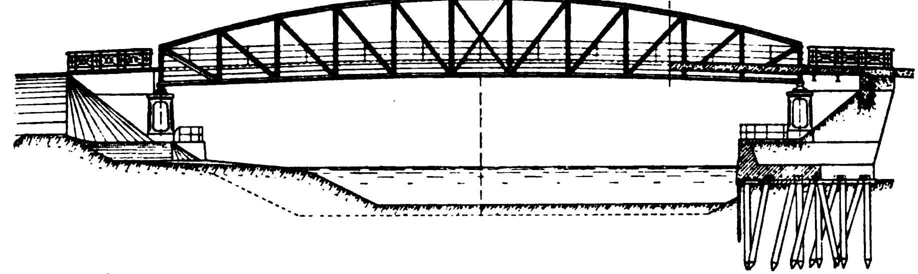


Stellt man die Bedingung, dafs die Diagonalen bei ungünstigster Belastungsweise auf Druck die Beanspruchung Null erleiden sollen, so erhält man einen Träger, dessen Höhen den Ordinaten der Hyperbel entsprechen; die höchste Ordinate fällt aber nicht in die Trägermitte; bei symmetrischer Anordnung würde der Hyperbelträger demnach

[91]) Aus: Feste Brücken über den konventionellen Rhein (Faks.-Repr.).

[92]) Aus: Feste Brücken über den konventionellen Rhein (Faks.-Repr.).

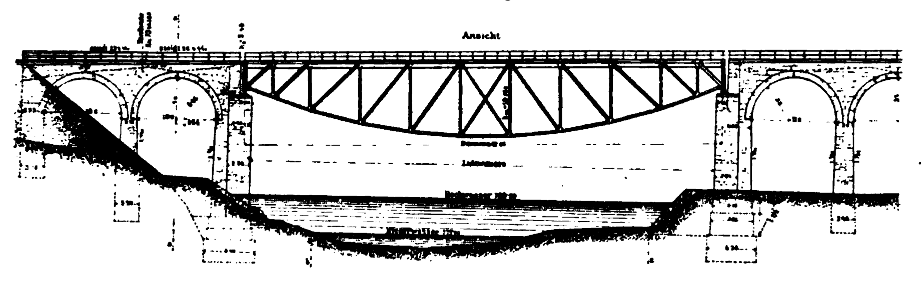
Abb. 42. *Brücke über den Elbe-Trave-Kanal.*[93]) M. 1 : 400.



eine Einsenkung nach der Mitte zeigen. Schwedler, der diesen nach ihm benannten Träger erfunden hat, führte ihn mit einem mittleren als Parallelträger konstruierten Stück aus; auf die Länge dieses mittleren Stückes sind Gegendiagonalen angeordnet, da einfache Diagonalen Zug und Druck erhalten würden. Die beiden Seitenteile, die Teile des Hyperbelträgers sind mit nach der Mitte fallenden (Zug-)Diagonalen ausgeführt.

Als eine beliebte Trägerform kann hier noch diejenige erwähnt werden, bei welcher die eine Gurtung gekrümmt, die andere geradlinig angeordnet wird, eine Zusammenführung der Gurtungen am Auflager aber nicht stattfindet. Diese Träger (Abb. 40, 41, 42 u. 43) werden Halbparabelträger genannt, auch wohl Halbparallelträger, da bei der Ausführung die gekrümmte Gurtung in der Regel nicht nach einer Parabel gestaltet und diese Formgebung auch nicht notwendig ist.

Abb. 43. *Innbrücke der Arlberg-Bahn.*[94]) M. 1 : 1000.



Die Träger mit gekrümmten Gurten wurden, namentlich bei Ausführung in Eisen, sehr häufig nach denjenigen Ingenieuren benannt, welche deren Anwendung empfohlen oder bewirkt hatten. Unter anderen können hier die Bezeichnungen: Laves'sche, Brunel'sche, Pauli'sche, Schwedler'sche Träger u. s. w. erwähnt werden. Üblich sind ferner folgende Bezeichnungen: Bogensehnenträger für Träger mit gekrümmter oberer, gerader unterer Gurtung (Abb. 36); Fischbauchträger für Träger mit gerader oberer, gekrümmter unterer Gurtung (Abb. 37); Fischträger für Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen (Abb. 38); Halbparallelträger (Abb. 40 bis 43).

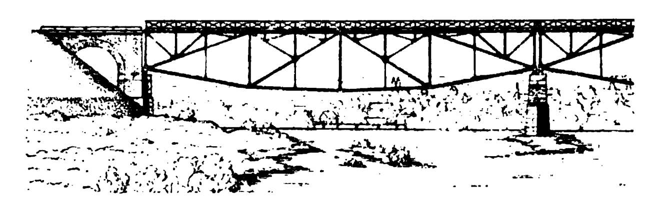
Die Balkenträger mit gekrümmten Gurtungen sind ursprünglich in Holz zur Ausführung gekommen, namentlich in Amerika, in der Form der Bogensehnenträger und Halbparallelträger. Die Eigenschaften des Holzes ergeben hierbei besondere Schwierigkeiten, welche in den meisten Fällen nur unter Zuhilfenahme von oft sehr verwickelten Eisenverbindungen gelöst wurden. In Eisen haben alle vorgenannten Trägerformen eine häufige Anwendung gefunden.

[93]) Faks.-Repr. aus Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 768.

[94]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, Bl. 15 (Faks.-Repr.).

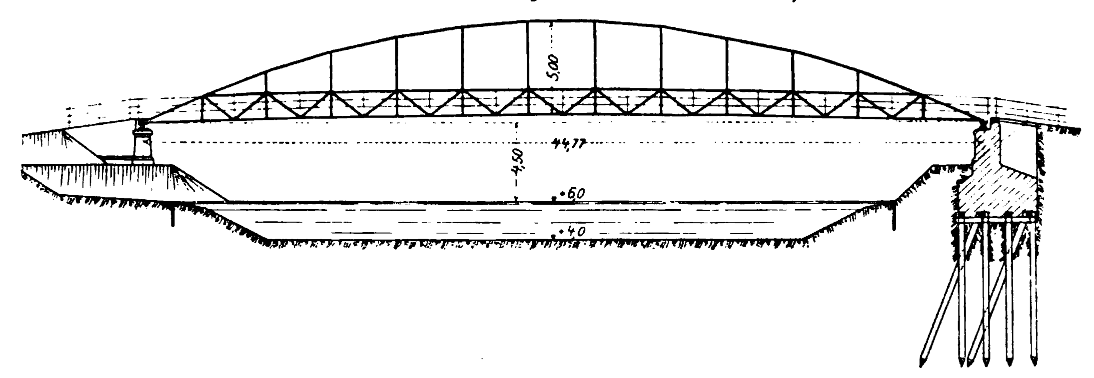
Nach der Anordnung der Wandglieder unterscheidet man Träger mit Netz- oder Maschenwerk (Abb. 37, 39, 41) und Träger mit Ständerfachwerk (Abb. 34, 35, 36, 40), und zwar in beiden Fällen mit einfachem und mit mehrfachem Maschen- bezw. Ständerfachwerk. Diese Bezeichnungen sind bereits auf S. 91 vorgeführt. Mehrfaches Maschenwerk haben die Überbauten der Abb. 39 u. 41, mehrfaches Ständerwerk Abb. 35 u. 40; einfaches Ständerwerk unter anderen die Abb. 42 u. 43 (Halbparabelträger mit unterer bezw. oberer geradliniger Gurtung). Die mehrteiligen Systeme sind in neuester Zeit immer mehr verlassen; wo man bei grofser Feldereinteilung des Hauptsystems zwischen den Knotenpunkten desselben Lastpunkte anordnete, griff man gern zu den sogenannten Sekundär- oder Unterkonstruktionen; man erhält so ein innerlich statisch bestimmtes Fachwerk, während das mehrteilige Fachwerk meistens statisch unbestimmt ist. Abb. 44 zeigt einen derartigen Überbau mit Unterkonstruktionen.

Abb. 44. *Isarbrücke bei Landshut.*[95]) M. 1 : 1000.



Die Rücksicht auf die Möglichkeit bequemen Querverkehrs zwischen Fahrbahn und aufsen liegenden Fufswegen, sowie auf die ruhige ästhetische Wirkung des Linienzuges der Träger hat neuerdings dahin geführt, die schräg liegenden Wandstäbe, die Diagonalen, möglichst zu vermeiden. Diesem Bestreben verdanken die Langer'schen Träger ihre Verwendung; ein Beispiel zeigt Abb. 45. In dem Falle dieser Brücke war wohl hauptsächlich die ruhige Wirkung des Überbaues entscheidend für die Wahl des Systemes. Auch die auf S. 21 in Abb. 10 vorgeführte Friedrichs-Brücke in Mannheim, eine Auslegerbrücke, ist aus ähnlichen Gründen mit drei Gurtungen und einer Anzahl viereckiger ohne Diagonalen konstruierter Felder hergestellt (man vergl. auch Abb. 29 *b* auf S. 95).

Abb. 45. *Berkenthiner Kirchensteg im Elbe-Trave-Kanal.*[96]) M. 1 : 400.

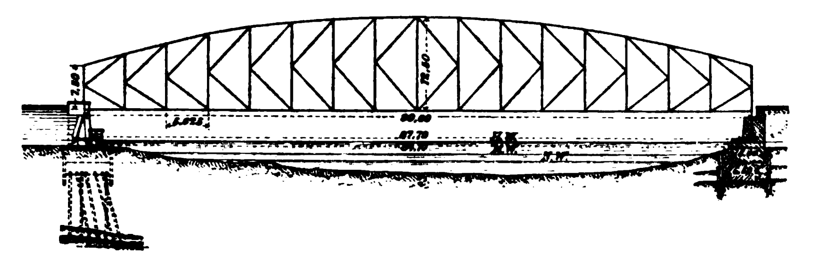


Als eigenartig mögen noch zwei Trägerarten angeführt werden, welche neuerdings vorgeschlagen und ausgeführt worden sind: der Fachwerkträger mit halben Diagonalen

[95]) Zeitschr. f. Bauk. 1884, Bl. 3.

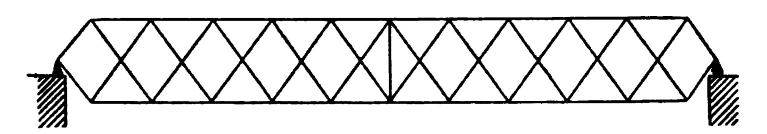
[96]) Faks.-Repr. aus Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 770.

Abb. 46. *Häseler-Träger. Havelbrücke bei Brandenburg.* M. 1 : 1000.



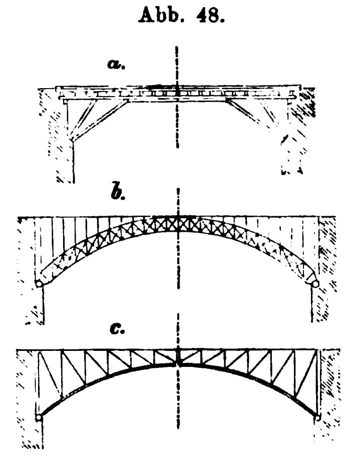
von Häseler[97]) als Ersatz für das statisch unbestimmte Fachwerk mit zweifachem Ausfüllsystem, Abb. 46 zeigt eine Ausführung dieses Vorschlages aus neuester Zeit; ferner der sogenannte Dietz-Träger[98]), welcher in Abb. 47 dargestellt und von Dietz vorgeschlagen ist. Beide Träger sind statisch bestimmt.

Abb. 47. *Dietz-Träger.*



b) Stützträger übertragen auf die Pfeiler schiefe Kräfte, welche, im Sinne der Brückenöffnung gesprochen, nach aufsen wirken. Ein Stützträger ist nur möglich, wenn die Lager entweder fest, also unverschieblich oder wenigstens in ihrer Beweglichkeit beschränkt sind. Zu den Stützträgern gehören die (meistens in Holz ausgeführten) Sprengwerke (Abb. 48*a*) und die Bogenbrücken. Wollte man die tragenden Bogen aus einer Reihe gelenkig miteinander verbundener Stäbe herstellen, so würde diese Stabverbindung nur bei einer ganz bestimmten Belastung im Gleichgewichte sein. Bei wechselnder Belastung, wie sie im Brückenbau die Regel ist, mufs gegen Formänderungen Vorsorge getroffen werden. Man verhindert die Formänderungen entweder, indem man den Bogen durch Zufügen von Stäben zu einer unverschieblichen Figur macht, oder indem man ihn mit besonderen Versteifungsträgern verbindet. Die letztere Anordnung ist bei den Bogenträgern nur selten, vielfach dagegen bei den unter c) zu besprechenden Hängeträgern ausgeführt. Bei den Bogenträgern ist das zuerst erwähnte Verfahren meist üblich. Verschiedene Konstruktionen sind in Abb. 48*b* u. 48*c* vorgeführt. Man hat den Bogenträger aus zwei gleichlaufenden (Abb. 48*b* u. 49) oder aus zwei nach den Auflagern zusammenlaufenden Gurtungen als Sichelträger (Abb. 12, S. 24) hergestellt, mit zwischen beiden befindlichen Gitterstäben. Vielfach bildet man auch den Bogenträger dadurch, dafs man eine untere (Bogen-)Gurtung mit einer in der Fahrbahnlinie liegenden oberen geradlinigen Gurtung (Streckgurtung) durch Gitterwerk verbindet (Abb. 48*c* u. 13, S. 24). Die letztere Anordnung bezeichnet man als Bogen-

Abb. 48.

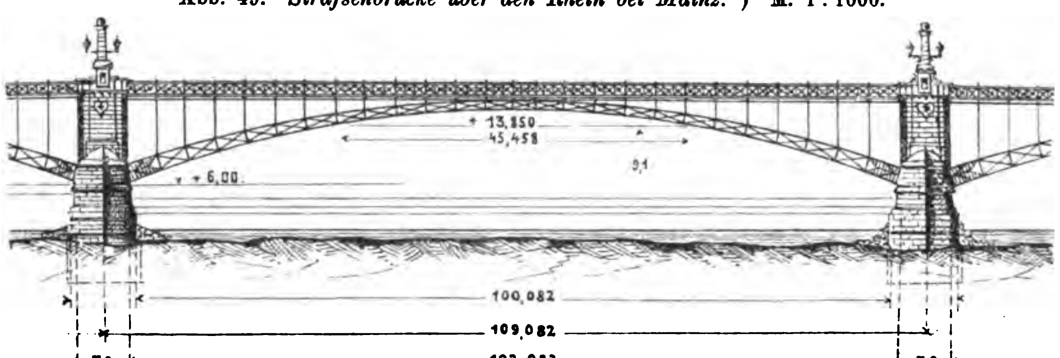


[97]) Süddeutsche Bauztg. 1898, S. 97 bis 99.

[98]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1899, S. 230.

fachwerk. Den Widerstand gegen Formänderungen erreicht man endlich auch, indem man den Bogen vollwandig steif ausführt, meistens als Blechbogen. Eine Brücke mit vollwandigen Bogen zeigt Abb. 14, S. 25.

Abb. 49. *Strafsenbrücke über den Rhein bei Mainz.*[99] M. 1 : 1000.



Es ist oben (S. 94) vorgeführt, dafs der Bogen mit drei Gelenken eine statisch bestimmte Konstruktion ist; dieselbe bietet noch den weiteren Vorteil, dafs sie frei von Temperaturspannungen ist. Gewöhnlich werden zwei Gelenke an den beiden Auflagern, die man hier Kämpfer nennt, das dritte im Bogenscheitel angeordnet. Alle vorstehend angeführten Bogenträger können mit drei Gelenken, zwei Gelenken, oder gelenklos hergestellt werden. So ist die in Abb. 14, S. 25 dargestellte Brücke „Alexander III.“ in Paris eine Dreigelenkbogenbrücke. Wenn der Bogenträger nur zwei Kämpfergelenke, aber kein Mittelgelenk hat, so ist die Konstruktion einfach statisch unbestimmt. Diese Anordnung ist in Deutschland sehr beliebt und vielfach ausgeführt. Solche Brücken zeigen Abb. 12 u. 13, S. 24, Abb. 49, Taf. IV, Abb. 6. Falls die Bogenenden sich aber voll gegen die Widerlagspfeiler setzen, so dafs die Auflager nach S. 89 starre Auflager sind, so ist die Konstruktion dreifach statisch unbestimmt. Diese Bogenform wählt man nur bei sehr gutem felsigen Untergrund, wenn also unbeabsichtigte Senkungen und Verdrehungen der Auflager als ausgeschlossen gelten können. Als hervorragendes Beispiel wird die Talbrücke bei Müngsten (Taf. IV, Abb. 1 bis 5) genannt. — In neuerer Zeit ist eine Bogenträgerform sehr beliebt, bei welcher die wagerechte Seitenkraft der nach aufsen schiebenden Kraft, der sogenannte Horizontalschub, durch ein besonderes Zugband aufgehoben wird. Solche Träger zeigt Abb. 11 auf Taf. IV. Das Zugband reicht entweder von einem Auflager bis zum anderen, oder von einem mittleren Knotenpunkte des Bogens zu einem entsprechend liegenden. In beiden Fällen wird das Auflager durch das Zugband von der wagerechten Seitenkraft befreit, der Träger übt also nur lotrechten Druck auf die Pfeiler aus. Dieses Ergebnis ist deshalb sehr willkommen, da es erhebliche Ersparnis an Pfeilerstärke gestattet. Der ganze Träger, einschliefslich des Zugbandes, ist dann freilich nach der Erklärung auf S. 88 als Balkenträger aufzufassen; da aber die Berechnung des Überbaues unter Berücksichtigung der im Zugbande wirkenden Horizontalkraft erfolgen mufs, so ist der Träger doch zu den Bogenträgern zu rechnen. Bei dieser Trägerform ist es leicht möglich, die Bogengurte über die Fahrbahn zu legen, deren Lage gewöhnlich diejenige des Zugbandes bestimmt. Die neuen Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Worms und in der Bahn Mainz-Wiesbaden haben Bogenträger dieser Art erhalten.

[99]) Aus: Feste Brücken über den konventionellen Rhein (Faks.-Repr.).

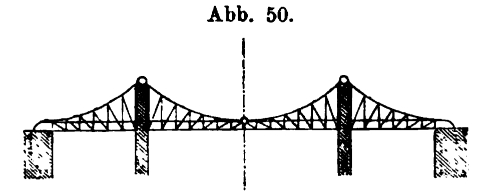
Zu den Stützträgern gehören auch die Gewölbe. Die Bogenträger aus Stein, insbesondere die Betongewölbe, berechnet man neuerdings in ganz ähnlicher Weise, wie die Bogenträger aus Eisen. Die österreichischen Versuche mit Gewölben haben dargetan, dafs man die Gewölbe mit hinreichender Genauigkeit als elastische Bogen betrachten kann und bei vielen neuen Bauten sind mit Vorteil die Gewölbe als Dreigelenkbogen ausgeführt. Ausführliches über diesen wichtigen Gegenstand findet sich im zweiten Kapitel und in den Fortschritten der Ingenieurwissenschaften, 2. Gruppe, 7. Heft, Gewölbte Brücken von K. v. Leibbrand.

Holzkonstruktionen sind hauptsächlich als Sprengwerke (Abb. 48*a*), seltener als Bogenträger mit Versteifung durch besondere wagerechte Träger, oder mit gegliedertem Bogen angewendet. Stützträger in Eisen haben nur selten die Gestalt der Sprengwerke erhalten, in den meisten Fällen sind dieselben als Bogenträger in durchgebildeten Konstruktionssystemen (Abb. 48*b* u. *c*) zur Ausführung gekommen.

c) Hängeträger. Hängeträger und Stützträger verhalten sich statisch ganz ähnlich; bei beiden rufen lotrechte Lasten schiefe Auflagerkräfte hervor. Die wagerechten Seitenkräfte derselben, welche vom Träger auf die Pfeiler und Widerlager wirken, sind bei den Hängeträgern nach dem Inneren der Öffnung gerichtet, und es müssen demgemäfs die Widerlager grofse Standfähigkeit besitzen, oder es mufs durch besondere Anordnungen dafür Sorge getragen werden, dafs der Pfeiler nur lotrecht oder in einer wenig gegen die Lotrechte geneigten Richtung belastet wird. Deshalb verwendet man Rückhalte-Ketten oder Kabel (Abb. 50), welche, landseitig fest verankert, über dem Pfeiler mit dem Hängeträger der Öffnung durch Auflagerstühle verbunden sind; damit die hoch angreifende wagerechte Kraft den Pfeiler nicht in Anspruch nehmen kann, werden die Auflager auf den Pfeilerköpfen verschieblich gemacht, sei es durch Rollenlager, sei es, indem man den oberen Pfeilerteil als eisernen Pendelpfeiler herstellt.

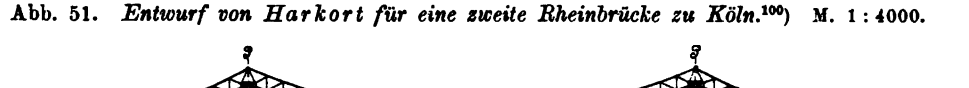
Unzulässig ist es, den Hängeträger als einfache Kette oder Kabel anzuordnen, weil diese unter jeder Belastung die der Mittelkraftslinie entsprechende Gestalt annehmen; man mufs vielmehr die mit der wechselnden Belastung eintretenden Formänderungen und Schwankungen möglichst beseitigen. Dies geschieht in ähnlicher Weise, wie bei den Stützträgern entwickelt ist, entweder indem man den Hängeträger als unverschiebliches Fachwerk herstellt (Abb. 50), oder durch Verbindung der Kette bezw. des Kabels mit einem besonderen Versteifungsträger. Diese letztere Anordnung ist sehr häufig und für sehr grofse Weiten ausgeführt und vorgeschlagen (Taf. IV, Abb. 13 u. 14, Textfigur 16, S. 28). Auch durch Anordnung zweier Ketten, welche miteinander durch Gitterstäbe zu einem steifen Träger verbunden sind, kann man die Versteifung erreichen. Beispiele sind Abb. 15, S. 27, und der in Abb. 51 vorgeführte Entwurf von Harkort für eine neue Strafsenbrücke über den Rhein in Köln.

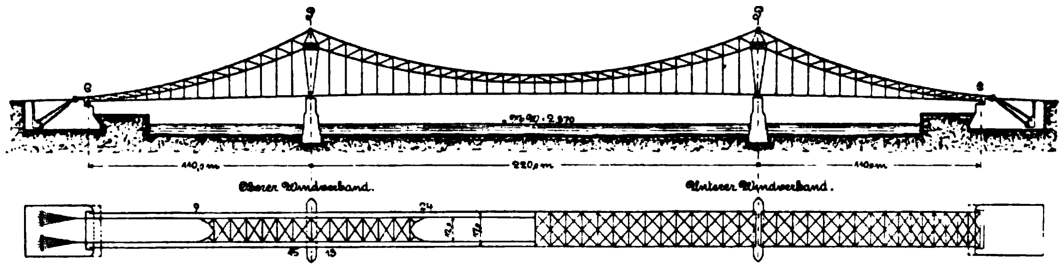
Abb. 50.



4. Systeme des Überbaues für mehrere Öffnungen. a) Balkenträger. Wenn mehrere Öffnungen nebeneinander liegen, werden dieselben entweder durch getrennte Überbauten überdeckt oder die Träger reichen in einem Stücke über eine gröfsere Anzahl von Öffnungen — kontinuierliche oder durchgehende Träger — wobei die Auflagerung auf einer Stütze fest, auf den anderen in wagerechtem Sinne ver-

Abb. 51. *Entwurf von Harkort für eine zweite Rheinbrücke zu Köln.*[100]) M. 1 : 4000.





schieblich anzuordnen ist. Mit der Anwendung durchgehender Träger erreicht man geringeren Stoffaufwand, indem infolge der Verbindung über den Pfeilern die Momente der äufseren Kräfte sich durchschnittlich kleiner als für auf den Pfeilern getrennte Träger ergeben. Dieser Vorteil vermindert sich, wenn bei Bestimmung der zulässigen Spannung auf den in gröfserer Ausdehnung eintretenden Wechsel der Inanspruchnahmen durch die einseitigen Verkehrslasten Rücksicht genommen wird. Weiter ist ein Nachteil der durchgehenden Träger, dafs die Ermittelung der äufseren Kräfte mit geringerer Zuverlässigkeit geschehen kann und dafs diese äufseren Kräfte, sowie die Gesamtbeanspruchungen von der Höhenlage der Stützen abhängig sind. Sie ändern sich daher mit zufälligen Senkungen der Stützen; deshalb ist die Anwendung der durchgehenden Träger in Deutschland möglichst vermieden. Als ein Vorteil derselben ist unter Umständen noch in Betracht zu ziehen, dafs der neben den zu überbrückenden Öffnungen zusammengebaute Träger durch Überschieben an seine Stelle gebracht werden kann.

Die vorerwähnten Nachteile des durchgehenden Trägers werden vermieden, wenn man den über mehrere Öffnungen durchgehenden Träger derartig in gelenkartig miteinander verbundene Abteilungen zerlegt, dafs jeder Teil nur auf zwei Stützpunkten aufruht (vergl. die Anordnungen in Abb. 28*c*, S. 94 u. Abb. 29*b* u. 29*c*, S. 95). Dies läfst sich in verschiedener Weise erreichen; zur Ausführung sind Systeme gekommen, bei welchen die Öffnungen in abwechselnder Folge mit Trägern überdeckt werden, welche beiderseits auslegerartig in die vorhergehende und nachfolgende Öffnung reichen. Der Raum zwischen den Auslegern der zwischenliegenden Öffnungen wird dann durch einen gewöhnlichen Balkenträger überdeckt. Man nennt derartige Systeme: Träger mit freiliegenden Stützpunkten, Auslegerträger, Gerber-Träger nach dem Erfinder dieser Trägerart.

Es wäre nicht ausgeschlossen, in jede Öffnung zwei Gelenke zu legen, und den mittleren Teil einer jeden Öffnung wie einen einfachen Balken auf die anschliefsenden Ausleger zu lagern. Dann würden indessen breite Pfeiler, bezw. Verankerungen der auf denselben anzubringenden beiden Lager erforderlich, oder es müfsten die Pfeiler auf Biegung widerstehen und entsprechende feste Verbindung derselben mit dem Überbau in anderer Weise eintreten.

Die durchgehenden und die Gerber-Träger können mit parallelen Gurtungen und mit gekrümmten Gurtungen ausgeführt werden. Hervorragende Beispiele stellen die Abb. 10 (S. 21), die Abb. 8 (S. 20) und Abb. 9 (S. 20) dar; alle diese haben gekrümmte Gurtungen, die Forthbrücke zwei gekrümmte Gurtungen, die Neckarbrücke und die Donaubrücke bei Cernavoda eine gerade und eine gekrümmte Gurtung.

[100]) Faks.-Repr. nach dem Heft der Gesellschaft Harkort für die Ausstellung Düsseldorf 1902.

b) **Stützträger und Hängeträger.** Bei den Stützträgern werden in der Regel mehrere aufeinander folgende Öffnungen gesondert überbaut, die Pfeiler häufig zwischen den Einzelträgern heraufgeführt und im übrigen so angeordnet, dafs sie dem einseitigen Drucke bei verschiedener Belastung der anschliefsenden Öffnungen gewachsen sind. Man kann aber auch die Konstruktionen über den Zwischenpfeilern ohne Unterbrechung durchführen und geeignetenfalls auf denselben fest oder wagerecht beweglich lagern, so dafs sie nur lotrechte Drücke auf den Pfeiler übertragen. Hierdurch entstehen Anordnungen der Stützträger über mehreren Öffnungen, welche den durchgehenden Balkenträgern und den Trägern mit freiliegenden Stützpunkten entsprechen, je nachdem die Träger über einer Reihe von Öffnungen ununterbrochen durchgehen, oder innerhalb einzelner Öffnungen Zwischengelenke erhalten (vergl. die Angaben auf S. 96 zu Abb. 31).

Die Hängeträger sind für die Überdeckung grofser und sehr grofser Weiten mit Beschränkung der Anzahl der Öffnungen besonders geeignet. Sehr häufig findet sich daher die in Abb. 50 u. 51 dargestellte Anordnung einer mittleren und zweier kleineren Seitenöffnungen. Hierbei ist es möglich, vollkommen versteifte Systeme zu verwenden, auch kann die Anordnung statisch bestimmt gemacht werden, indem in der Mitte der Hauptöffnung ein Gelenk angebracht wird. Die Überbauten der beiden Seitenöffnungen wirken dann als Rückhaltkonstruktionen für eine jede in der Mittelöffnung auftretende, dagegen als Balkenträger für eine auf ihnen selbst befindliche Belastung.

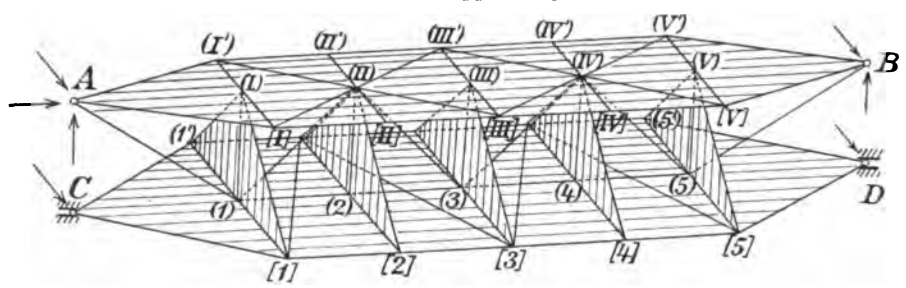
c) **Raumfachwerk als Überbau. Rieppel-Träger.** Jede Überbau-Konstruktion mufs imstande sein, Lasten, welche in beliebiger Richtung wirken, sicher nach den Auflagern zu befördern, sie mufs also ein geometrisch bestimmtes Raumfachwerk sein. Bislang war und ist es allgemein üblich, die Überbauten aus Fachwerken zusammenzusetzen, welche eben und in ihren Ebenen vollständige Fachwerke waren; diese ebenen Teilfachwerke des Raumfachwerks wurden fast stets in die lotrechten und wagerechten Ebenen gelegt. Die schiefwirkenden Belastungen zerlegen sich dann in lotrechte und wagerechte Seitenkräfte, die bezw. durch die lotrechten und wagerechten Teilfachwerke nach den Auflagern geführt werden. Der neue Raumträger, welcher in den Abb. 52 und 53 dargestellt ist und nach seinem Erfinder als Rieppel-Träger bezeichnet wird, bedeutet einen weiteren Schritt auf dem bislang üblichen Wege; er ist ebenfalls aus mehreren ebenen Teilfachwerken zusammengesetzt, aber diese sind in einen innigeren Zusammenhang miteinander gebracht, als bei den früheren Fachwerken. Der Träger wurde für die neue Schwebebahn Elberfeld-Barmen (Abb. 17, S. 29) konstruiert, bei welcher der Wagen nur auf einer Schiene läuft, die für die eine Fahrtrichtung auf der in Abb. 52*c* gezeichneten Gurtung (1) (2) (3) (4) (5), für die andere Fahrtrichtung auf der Gurtung (1′) (2′) (3′) (4′) (5′) des wagerechten unteren Trägers ruht; im Querschnitt (Abb. 52*d*) ersieht man, dafs bei der einseitigen Belastung Drehmomente in den Ebenen senkrecht zur Längsachse des Trägers auftreten, welche durch die Momente der Auflagerdrücke aufgehoben werden müssen. Der Über-

Abb. 52. *Rieppel-Träger.*

a) lotrechter mittlerer Träger. b) wagerechter oberer Träger. c) wagerechter unterer Träger.



Abb. 53. *Rieppel-Träger.*



bau ist nun folgendermafsen gebildet: Die Lager *A* und *B* können sowohl lotrechte, wie wagerechte, normal zur Trägerlängsachse gerichtete Kräfte, die beiden weiteren Lager *C* und *D*, welche lotrecht unter *A* bezw. *B* belegen sind, können nur wagerechte, normal zur Trägerlängsachse gerichtete Kräfte aufnehmen. Drei Teilträger setzen den Raumträger zusammen: ein lotrechter Träger in der lotrechten Mittelebene (Abb. 52*a*), und zwei wagerechte Träger (Abb. 52*b* u. *c*) in den Ebenen der oberen und unteren Gurtung. Der lotrechte Mittelträger hat in der lotrechten Mittelebene nur Untergurt, Diagonalen und Pfosten; der Obergurt wird gebildet durch den oberen wagerechten Teilträger; die sonst durch den Obergurt geleiteten Kräfte gehen hier durch die Stäbe des wagerechten oberen Trägers. Einseitige Belastung beispielsweise in einem Knotenpunkte [1] (vergl. Querschnitt, Abb. 52*d*, oder das Schaubild, Abb. 53) zerlegt sich in eine wagerechte Seitenkraft in der Ebene des unteren wagerechten Teilträgers, die durch diesen nach *C* und *D* geführt wird und eine Kraft im Stabe [1] (I); diese zerlegt sich im Knotenpunkte (I) des oberen Trägers in eine wagerechte Seitenkraft, welche durch den oberen wagerechten Träger nach *A* und *B* geleitet wird und eine lotrechte Seitenkraft, die durch den mittleren lotrechten Träger ebenfalls nach den Auflagern *A* und B geführt wird.

5. Die Konstruktionssysteme beweglicher Brücken. Bei den beweglichen Brücken ist aus naheliegenden Gründen der Balkenträger weitaus vorwaltend. Eine Verstärkung desselben durch eine gewisse Art von Aufhängung und eine Absteifung durch stützende und für sich bewegliche Konstruktionsteile kommt mitunter vor. Der Schwerpunkt der Konstruktion beweglicher Brücken liegt in der Art und Weise, wie die Träger beweglich gemacht werden. Man kann denselben entweder eine fortschreitende oder eine Drehbewegung erteilen. Die fortschreitende Bewegung kann entweder in wagerechter oder in lotrechter Richtung stattfinden und man unterscheidet dementsprechend Roll- und Hubbrücken. Ebenso kann bei drehender Bewegung die Drehachse wagerecht oder lotrecht liegen. Bei Zug- und bei Klappbrücken ist das erstere, bei Dreh- und bei Kranbrücken das letztere der Fall.

Um auf die beweglichen Brücken nicht noch einmal zurückkommen zu müssen, sei gleich hier bemerkt, dafs dieselben im Interesse des Verkehrs tunlichst zu vermeiden sind. Sie hindern den Wasserverkehr nicht weniger, wie den Eisenbahn- bezw. Strafsenverkehr und bergen als Eisenbahnbrücken stets eine gewisse Gefahr in sich, welche allerdings durch Signalvorrichtungen und andere geeignete Mittel erfolgreich bekämpft werden kann. Wo es ohne allzugrofse Kosten und ohne allzugrofse Erschwerung des Landverkehrs möglich ist, die Brückenbahn so hoch zu heben, wie die Herstellung eines festen Überbaues erfordert, sollte dies geschehen, selbst wenn der

Schiffahrt gewisse Unannehmlichkeiten durch Niederlegen oder Ausheben der Maste u. s. w. erwachsen.

Das vorhin Gesagte gilt nicht von jenen beweglichen Brücken oder Brückenteilen, welche hergestellt werden, um für die Zwecke der Landesverteidigung den Landverkehr zeitweilig zu unterbrechen, denn in diesem Falle wird von der Beweglichkeit des Überbaues nur ausnahmsweise Gebrauch gemacht. Die Öffnungen mit beweglichem Überbau pflegen sich alsdann auch nicht oberhalb des Talweges, sondern an den Enden der Brücke zu befinden.

§ 16. Wahl des Konstruktionssystems und des Baustoffs für den Überbau. Abgesehen von den oft sehr schwerwiegenden Rücksichten auf die äufsere Gestaltung des Bauwerkes (vergl. Kap. III, Bd. 2) wird die Wahl des Konstruktionssystems für den Überbau beeinflufst durch die Art des Verkehrs, durch die Gestaltung und Beschaffenheit des Geländes, durch die Lage und Form der Umgrenzung des lichten Raumes und durch die Eigenschaften des verwendeten Baustoffs. In Betreff der drei zuerst genannten Punkte genügen kurze Bemerkungen.

Die Art des Verkehrs schliefst für Eisenbahnbrücken zur Zeit die Hängeträger aus, so dafs für jene nur Balken- und gestützte Träger ernstlich in Frage kommen. Bei einer Eisenbahn-Hängebrücke über den Donaukanal in Wien ist der Überbau nach nicht langem Bestehen durch eine andere Konstruktion ersetzt. Die berühmte Niagara-Hängebrücke war Strafsenbrücke und Eisenbahnbrücke zugleich; sie hatte besondere Versteifungsträger, ist aber neuerdings ebenfalls durch eine Bogenbrücke ersetzt. Doch mufs bemerkt werden, dafs der Ersatz hauptsächlich wegen der Anlage eines zweiten Gleises notwendig wurde.[101])

Die Gestaltung und die Beschaffenheit des Geländes kommt wesentlich dann in Betracht, wenn es sich um die Überbrückung von Einschnitten und Schluchten handelt, deren Lehnen felsig oder sehr fest sind. In diesem Falle weist das Vorhandensein natürlicher Widerlager auf die Anwendung einer Stützbrücke hin (vergl. Abb. 3, Taf. II, Abb. 1, Taf. IV). In einzelnen Fällen ist bei einer derartigen Beschaffenheit des Geländes auch eine Hängebrücke am Platze. Die Kabel des Drahtstegs bei Passau sind beispielsweise an der einen Seite im gewachsenen Felsen verankert.

Wenn die Lage der Umgrenzung des lichten Raumes eine beschränkte Konstruktionshöhe mit sich bringt, so weist dies oft auf die Anwendung einer Balken- oder einer Hängebrücke hin und zwar bei Balkenbrücken auf Träger mit gerader unterer Gurtung. Aber auch die Form der Scheitellinie dieser Umgrenzung, also die Gestaltung des Konstruktionsfeldes, ist zu berücksichtigen. Durch die seitliche Absenkung, welche die erstere sehr oft zeigt (vergl. S. 48), kann eine Stützbrücke angezeigt werden.

Von durchgreifendem Einflufs auf die Wahl des Konstruktionssystems ist der für den Überbau ausersehene Baustoff. Als Baustoff der vorzugsweise auf Druck beanspruchten Träger der Stützbrücken eignet sich Holz, Stein, Schweifseisen, Flufseisen und Stahl, für die auf Zug beanspruchten Träger der Hängebrücken nur Schweifseisen, Flufseisen und Stahl. Balkenträger werden aus Holz, Schweifseisen und Flufseisen hergestellt.

Die Wahl des Konstruktionssystems und die Wahl des Baustoffs gehen gewöhnlich Hand in Hand. Bei eingehenderen Untersuchungen hierüber empfiehlt es sich, zuerst

---

[101]) Barkhausen, Die Bogenbrücke über die Niagara-Stromschnellen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1898, S. 1105.

die wirtschaftliche Seite der Frage zu untersuchen. Das Prinzip des einzuschlagenden Verfahrens, die Ermittelung der bei verschiedenen in Betracht kommenden Anordnungen entstehenden Jahreskosten, ist einfach; die Durchführung desselben ist oft recht schwierig. Die Vorentwürfe (vergl. § 10) ermöglichen die annähernde Ermittelung der Baukosten, welche bei Zugrundelegung verschiedener Hauptbaustoffe und Konstruktionssysteme entstehen, somit auch die Ermittelung der diesen Baukosten entsprechenden Jahreszinsen. Nach Ermittelung der Jahreszinsen hätte man die jährlichen Unterhaltungskosten und den einem ideellen Erneuerungsfonds jährlich zuzuweisenden Betrag zu bestimmen, was sich aber selten in zuverlässiger Weise bewerkstelligen läfst. Die gesamten Jahreskosten setzen sich bekanntlich aus den Zinsen des Baukapitals, den Unterhaltungs- und Erneuerungskosten zusammen. In manchen Fällen müssen übrigens die Voranschläge nicht die Brücke allein, sondern auch die benachbarten Wegestrecken umfassen, weil mit dem Baustoff des Überbaues sich nicht selten auch die Höhenlage der Brückenbahn ändert, welche letztere auf die Kosten etwaiger Brückenrampen grofsen Einflufs hat.

Schon betreffs der Unterhaltungskosten der Brücken aus verschiedenem Baustoff fehlen zur Zeit sichere Angaben, und in Betreff der Erneuerungskosten ist dies in noch höherem Grade der Fall. Für erstere mögen zunächst die in dem Taschenbuch der Hütte gegebenen Notizen erwähnt werden, wonach bei gewölbten Brücken $1\,^1/_4\,\%$ und bei hölzernen Brücken $1\,^1/_2$ bis $3\,^1/_2\,\%$ des Neuwerts als jährliche Unterhaltungskosten anzusetzen wären; die erstgenannte Zahl ist jedenfalls zu hoch. Genaues läfst sich schwer ermitteln, zumal da in der Statistik der Eisenbahnen erst seit Einführung der Reichsstatistik die steinernen von den eisernen Brücken einigermafsen getrennt werden. Eine vom Vereine deutscher Eisenbahnverwaltungen bezüglich der Unterhaltungskosten eiserner Brücken gestellte Frage hat nur zu dem Ergebnis geführt, dafs in einzelnen speziell beobachteten Fällen die jährlichen Unterhaltungskosten des Überbaues, einschliefslich Unterhaltung des Anstrichs, 0,2 bis 0,3 % und ohne jene Unterhaltung 0,05 % der Baukosten betragen haben (vergl. den 9. Supplementbd. d. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens, S. 92). — Im III. Kapitel werden unter „Unterhaltungskosten“ noch einige einschlägige Angaben gemacht werden, ebenfalls finden sich im Kap. XVI (3. Aufl.) einige Mitteilungen über Unterhaltungskosten der eisernen Brücken; insbesondere ist dort die Dauer des Anstrichs eiserner Brücken angegeben. Als Durchschnittsdauer kann man 5 bis 6 Jahre rechnen, und hieraus die jährlichen Anstrichskosten berechnen (6. Abteilung, 3. Aufl. S. 362 u. f.).

Auch für die Erneuerungskosten sind unanfechtbare Ansätze nicht zu beschaffen; das Taschenbuch der Hütte gibt für steinerne Brücken nur 100 Jahre durchschnittliche Dauer und 1 % des Baukapitals als Erneuerungskosten, für hölzerne Brücken 15 bis 25 Jahre Dauer und bezw. 4 % bis 6,6 % an, wohingegen bei einem Vertrage zwischen Oldenburg und Bremen, welcher die Brücke über die grofse Weser in Bremen betrifft, für „Verschleifs“ des steinernen Unterbaues $^1/_8\,\%$, für denjenigen des eisernen Überbaues 0,5 % der Baukosten angenommen sind (vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215).[102]) Es fehlen allgemein giltige Angaben über die Dauer der Brücken. Dafs in der Regel hölzerne Brücken eine kürzere Dauer, als eiserne und

[102]) Über die Art und Weise, wie die Erneuerungskosten genau genommen zu berechnen sind, vergl. von Kaven, Der Wegebau. Hannover 1870. S. 512. — Ferner für die Vergleichung der Bauausführungen in verschiedenem Material: Launhardt, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 367.

letztere eine kürzere Dauer als steinerne haben, unterliegt keinem Zweifel, alle hierüber vorhandenen Zahlenangaben aber müssen mit grofser Vorsicht gebraucht werden. Die Dauer der Brücken ist in hohem Grade von der Beschaffenheit des Baustoffs, von den Einzelheiten der Konstruktion, von der Sorgfalt bei der Unterhaltung u. s. w. abhängig. Die Fälle sind keineswegs selten, in welchen hölzerne Brücken eine längere Dauer zeigen als eiserne. In der Schweiz gibt es hölzerne überdeckte Strafsenbrücken, welche im achtzehnten Jahrhundert ausgeführt sind, in ziemlicher Anzahl und einige derselben bestehen, ohne eine eigentliche Erneuerung erfahren zu haben, seit Jahrhunderten.[108]) Hölzerne Eisenbahnbrücken haben allerdings in der Regel nur eine kurze Dauer gezeigt. — Auf der anderen Seite haben manche eiserne Brücken, namentlich Drahtseil-Hängebrücken, nur 25 bis 30 Jahre lang gedauert, worüber u. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 346 zu vergleichen ist.

Interessante Angaben über die Dauer der eisernen Brücken enthält der oben bezeichnete Supplementband des „Organs“, S. 90. Aus dieser Mitteilung ist zu entnehmen, dafs die in Deutschland ausgeführten Eisenbahnbrücken auch nach 30 bis 40-jährigem Bestehen im allgemeinen noch gut erhalten waren. Dennoch mufsten Erneuerungen und Verstärkungen vorgenommen werden, weil die neuen Betriebsmittel wesentlich schwerer sind, als diejenigen, für welche die alten Eisenbrücken konstruiert waren. Diesen Nachteil hat die gewölbte Brücke nicht: das Eigengewicht derselben ist so bedeutend, dafs die Brücke auch bei wesentlich gröfseren Verkehrslasten noch genügende Sicherheit bietet. Dazu kommt, dafs man bei steinernen Brücken, sorgfältige Ausführung und Unterhaltung vorausgesetzt, auf eine Dauer von Jahrhunderten rechnen kann.

Man wird beim Bearbeiten gröfserer Entwürfe die besprochene Abschätzung der Jahreskosten, namentlich eine annähernde Ermittelung der Baukosten für verschiedene Baustoffe nicht unterlassen, aber diese Rechnungen werden in der Regel nicht ausschlaggebend sein, zumal es nicht an sonstigen Erwägungen fehlt, welche bei der Wahl des Baustoffs sehr ins Gewicht fallen. Von diesen soll im Nachstehenden eine Übersicht gegeben werden.

Zunächst sind einige Fälle namhaft zu machen, in welchen diese Wahl leicht und rasch zu geschehen pflegt. Die Einheitspreise der Baustoffe sind wesentlich von den Fuhrkosten beeinflufst, in der Nähe befindliche verdienen daher von vornherein den Vorzug vor solchen, die weither anzufahren sind. Wenn dies auch in früherer Zeit mehr in die Wagschale fiel, als in unserer mit vervollkommneten Verkehrsmitteln arbeitenden Zeit, so ist dies doch heute noch von Wichtigkeit. Bei Eisenbahnbauten kommt der Fall nicht selten vor, dafs Einschnitte brauchbare Bausteine liefern, so dafs in ihrer Nähe nur eine steinerne Brücke am Platze ist. Dagegen ist die Wahl des Holzes angezeigt, wenn in Forsten und seitens der Forstverwaltung Brücken herzustellen sind u. s. w. — Es kommen auch Fälle vor, in welchen die Wahl des Baustoffs trotz eines weiten Transportes, wenn derselbe — wie z. B. der Wassertransport zur See — nicht mit allzu grofsen Kosten verbunden ist, leicht erfolgt. Eiserne Brücken sind vor allen anderen leicht versendbar, man findet deshalb, dafs dieselben in Kolonien, welche einer eigenen Industrie entbehren, fast ausschliefslich angewendet werden.

---

[108]) Die Brücke über den Martinstobel zwischen St. Gallen und Heiden ist 1468 erbaut, mehrmals repariert, aber erst im Jahre 1877 durch eine eiserne ersetzt. Die Brücke über die Melchoa, 1689 erbaut, besteht noch. Man vergl. Bavier, Strafsen der Schweiz, S. 34 u. 39.

Ferner weist eine sehr beschränkte Konstruktionshöhe auf Eisen hin. Bei kleinen Eisenbahnbrücken läfst sich mit Hilfe des Eisens der Abstand zwischen Schiene und Trägerunterkante bis auf einige Zehntel Meter einschränken, während das entsprechende Mafs bei einem steinernen Überbau etwa 1 m beträgt. Bei einer unbeschränkten Konstruktionshöhe dagegen wird man meistens die Steinkonstruktion bevorzugen, namentlich dann, wenn das Bauwerk mit einer Überschüttung versehen werden mufs. Durch die Beton-Eisenkonstruktionen, welche in neuester Zeit immer mehr vervollkommnet sind, ist die Möglichkeit geboten, auch mit geringer Konstruktionshöhe massive Brückenbauten herzustellen; ein Beispiel ist auf Taf. III in Abb. 10 vorgeführt. Die ganze Höhe zwischen Hochwasser und Schienenunterkante beträgt bei diesem Bauwerk nur 1,05 m.

Auch die Weiten der zu überspannenden Öffnungen sind oft für die Wahl des Baustoffs ohne weiteres entscheidend und man ist auf das Eisen fast stets angewiesen, wenn sehr grofse Spannweiten unvermeidlich, sicher dann, wenn feste Gerüste unausführbar sind. Bei beweglichen Brücken kommt selbstverständlich nur Eisen oder Holz in Frage; Stein erscheint ausgeschlossen, wenn es sich darum handelt, Brücken zu vorübergehender Benutzung herzustellen.

Wenn aber die drei Baustoffe, Holz, Stein und Eisen, zur Wahl stehen, so wird es sich empfehlen, zuerst zu untersuchen, ob Holz mit den beiden anderen im gegebenen Falle ernstlich in Wettbewerb treten kann. Diese Frage beantwortet sich verschieden, je nachdem es sich um Strafsen- oder um Eisenbahnbrücken handelt. Hölzerne Eisenbahnbrücken haben in der Regel eine sehr beschränkte Dauer gezeigt, was sich zum Teil daraus erklärt, dafs man bei ihnen die Hauptbalken u. s. w. gegen Fäulnis kaum schützen kann, zum Teil aber auch wohl daraus, dafs mit der Hast früherer Eisenbahnbauten jene peinliche Sorgfalt nicht vereinbar war, mit welcher dauerhafte Holzkonstruktionen behandelt sein wollen. Ferner ist bei hölzernen Eisenbahnbrücken Zerstörung durch Brand wiederholt vorgekommen und zwar mitunter in ganz unerwarteter Weise und unter eigentümlichen Umständen.[104]) Drittens ist zu beachten, dafs der Einsturz einer Eisenbahnbrücke von sehr ernsten Folgen begleitet zu sein pflegt. Diese drei Punkte wiegen um so schwerer, je bedeutender das Bauwerk und je mehr befahren die Bahn ist, sie treten bei Brücken für Nebenbahnen einigermafsen in den Hintergrund, noch mehr aber bei Strafsenbrücken, deren Reparatur auch weniger störend ist, als diejenige einer Eisenbahnbrücke, man kann also bei jenen den Holzbau noch verwenden. In Betreff der Eisenbahnbrücken kann man die bezüglichen Sätze der Technischen Vereinbarungen zur Richtschnur nehmen, welche für Haupteisenbahnen folgendermafsen lauten:

„Für Brücken ist eine sorgfältige Wölbung von guten, natürlichen oder künstlichen Steinen oder Beton jeder anderen Bauart vorzuziehen, wenn nicht besondere Gründe eiserne Brücken vorteilhafter erscheinen lassen."

„Hölzerne Brücken sollen nur ausnahmsweise ausgeführt werden; sie sind ebenso, wie das Holzwerk der Fahrbahntafel eiserner Brücken, gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen."

„Die Herstellung ganzer Bauwerke aus Beton, sowie für kleine Durchlässe die Überdeckung mit Steinplatten und die Anwendung aller Arten Röhrendurchlässe aus Eisen, Steinzeug oder Zement ist zulässig."

---

[104]) Man vergleiche, obwohl die betreffende Brücke eine Strafsenbrücke mit hölzernem Fahrbahnbelag war, Brand der Drahtseil-Hängebrücke über den Alleghany bei Pittsburg. Deutsche Bauz. 1881, S. 330 u. 380; ferner Notizbl. f. Riga 1870, S. 11 (Brand der Msta-Brücke).

„Bei Brücken aus Eisen oder Stahl sollen alle tragenden Teile, mit Ausnahme der Auflager, aus gewalztem oder geschmiedetem Materiale bestehen."

„Eine Prüfung der Brücken vor deren Inbetriebnahme, sowie wiederholte Untersuchungen in angemessenen Zeitabschnitten sind erforderlich."

Für Nebeneisenbahnen ist noch besonders vereinbart: „Hölzerne Brücken, sind zulässig; sie sind ebenso, wie das Holzwerk der Fahrbahntafel eiserner Brücken gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen."

Für Nebenbahnen ist die Anwendung von Holzbrücken auch deshalb vorteilhaft, weil man dieselben leicht durch eiserne oder steinerne ohne Störung des Betriebes ersetzen kann.

Wenn nun, was häufig der Fall ist, Stein und Eisen auf die engere Wahl kommen, so kann man die Aufstellung von Vorentwürfen nebst den zugehörigen Veranschlagungen in der Regel nicht umgehen. Man darf nur bei bedeutenden Spannweiten, nicht aber bei Spannweiten von mittlerer Gröfse von vornherein annehmen, dafs ein eiserner Überbau billiger sei, als ein solcher von Stein. Aus den Baukosten ausgeführter Brücken lassen sich zutreffende Schlüsse nur selten ziehen, weil auf die Kosten der Eisenkonstruktionen das Schwanken der Eisenpreise und auf die Kosten der Steinbrücken die Art des Mauerwerks und auch die Baustoffpreise grofsen Einflufs haben. Man erhält durch jene Vorentwürfe einen Anhaltspunkt über die wirtschaftlichen Vorteile, welche die Wahl des einen oder des anderen Baustoffs mit sich bringt, hat aber aufser der bereits besprochenen gröfseren Dauer steinerner Brücken Folgendes zu berücksichtigen:

1. Die eisernen Brücken gestatten, wie bereits erwähnt, gröfsere Weiten der Öffnungen, bedingen also eine geringere Zahl von Pfeilern, als die steinernen. Dies ist namentlich dann von Belang, wenn es sich um Wasserläufe mit ansehnlichem Schiffsverkehr handelt.

2. Konstruktionsschwierigkeiten jeder Art, sie mögen nun aus einem schiefen Schnitt der Achsen, aus einer gekrümmten Lage der Brückenbahn oder aus irgend welchem anderen Grunde entspringen, lassen sich mit Hilfe des Eisens leichter überwinden, als bei Steinkonstruktionen. Auch eine nachträgliche Erbreiterung, z. B. bei Herstellung eines zweiten Gleises, läfst sich bei eisernen Brücken leichter ausführen als bei steinernen.

Es sei hier bemerkt, dafs sehr spitze Schnittwinkel der Achsen die Verwendung von Gewölben geradezu ausschliefsen. Die Grenzen dieser Winkel können bei gewölbten Brücken mit konstantem Fugenwinkel bei einem Pfeilverhältnis von $^1/_{10}$ und $^1/_2$ des kreissegmentförmigen Stirnbogens zu bezw. 30° und 70°, bei hölzernen und eisernen Brücken zu bezw. 25° und 20° angenommen werden. — Freilich sind auch bei Eisenbrücken die sehr spitzen Winkel schädlich. Es empfiehlt sich, den Kreuzungswinkel nicht kleiner als 45° zu wählen, wo das aber nicht möglich ist, eine besondere Untersuchung über die Gröfse der durch Wärmeänderungen auftretenden Kräfte zu führen. In dieser Hinsicht wird auf die Entwickelungen im Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 276 u. 286 verwiesen.

Die neuen Beton-Eisenkonstruktionen haben die Herstellung massiver schiefer Brücken wesentlich erleichtert; ein interessantes Beispiel bildet eine nach System Melan ausgeführte Strafsenbrücke von 15,24 m Lichtweite (in der Achse gemessen), 3,35 m Pfeil, welche in Engineering news 1896, S. 122 (20. August) veröffentlicht ist.

3. Eiserne Brücken lassen sich in der Regel rascher herstellen, als steinerne, weil die Pfeiler und der Überbau gleichzeitig angefertigt werden können und

das Aufstellen eines eisernen Überbaues bei Wahl einer geeigneten Konstruktion weniger Zeit erfordert, als das Ausführen und Ausrüsten eines Gewölbes.

Dagegen sind als Vorteile des Steinbaues anzuführen:

1. Dafs die steinerne Brücke nicht allein auf die Dauer mehr Sicherheit gewährt, als die eiserne, sondern auch auf ihr etwaige Entgleisungen weniger nachteilige Folgen haben,
2. dafs die Fahrbahnkonstruktion auf der Brücke die gleiche ist, wie auf der übrigen freien Strecke,
3. dafs wegen des grofsen Eigengewichts der Steinbrücke die Vergröfserung der Betriebslasten die Sicherheit nicht gefährdet,
4. dafs kleine Wasserläufe sich ohne weiteres über die Brücke führen lassen,
5. dafs eine künstlerische Behandlung leichter ist bei Steinbrücken, als bei eisernen Brücken,
6. dafs das störende Geräusch nahezu wegfällt, welches sich bei eisernen Eisenbahnbrücken bemerklich macht.

Die zuletzt genannten beiden Punkte fallen namentlich bei Ausführungen inmitten verkehrsreicher Städte ins Gewicht und haben neuerdings besondere Beachtung gefunden. Bei den Bauten der Berliner Stadtbahn und bei denen der elektrischen Hochbahn[105]) in Berlin widmete man der architektonischen Ausbildung besondere Sorgfalt, in gleicher Weise der Beseitigung des lästigen Geräusches beim Befahren.[106]) Letzteres ist besonders störend bei den zahlreichen Brückenbauten, welche in grofsen Städten infolge der Bahnhofsumbauten erforderlich werden.

In neuerer Zeit ist das Bestreben unverkennbar, die Anwendung des Eisens auf diejenigen Bauwerke zu beschränken, bei welchen unabweisliche Gründe für die Wahl desselben sprechen, in Übereinstimmung mit den auf S. 112 angeführten Sätzen der Technischen Vereinbarungen; Hand in Hand damit geht die Verwendung der gemauerten Brücken in weit gröfserem Umfange als früher. Die Fortschritte, welche im Bau der gewölbten Brücken in den letzten Jahrzehnten gemacht sind, die Einführung der Kämpfer- und Scheitelgelenke, der Beton- und Beton-Eisen-Gewölbe, die verbesserten Prüfungsverfahren der Baustoffe haben die Aussicht eröffnet, dafs es möglich wird, in absehbarer Zeit selbst Spannweiten über 100 m durch Gewölbe zu überspannen. Die zur Zeit weitest gespannte Wölbbrücke, diejenige über das Petrus-Tal in Luxemburg, ist in Abb. 54 vorgeführt. Dieselbe ist 1903 vollendet und von Sejourné (Paris) gebaut.

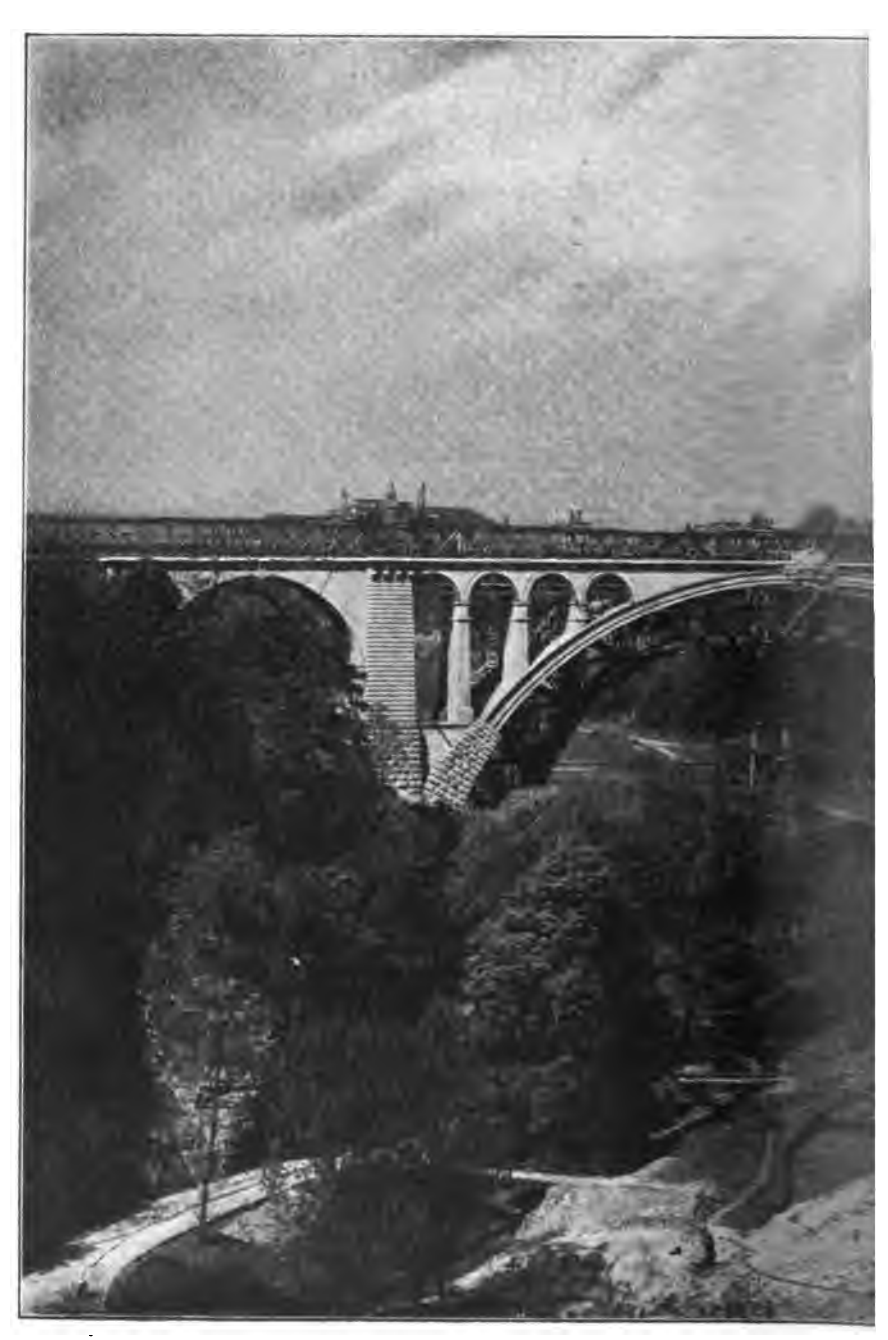
Wenn die Entscheidung wegen des zum Überbau der Hauptöffnungen einer Brücke zu verwendenden Baustoffs zu Gunsten des Eisens ausgefallen ist, so bleibt noch zu untersuchen, ob etwa für die Nebenöffnungen der Stein den Vorzug verdient und es ist eine Einfügung überwölbter Öffnungen zwischen die Erdkörper und die mit Eisenkonstruktionen überspannten Öffnungen in zahlreichen Fällen zu empfehlen. Ferner entstehen im gedachten Falle weitere Fragen bezüglich des Konstruktionssystems. Bei Wahl der Trägerform haben Rücksichten auf die äufsere Erscheinung häufig Einflufs, wovon im Band 2, Kap. III weiter die Rede sein wird.

---

[105]) Die Preisbewerbung zur Ausgestaltung der elektrischen Hochbahn in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 63, 76.

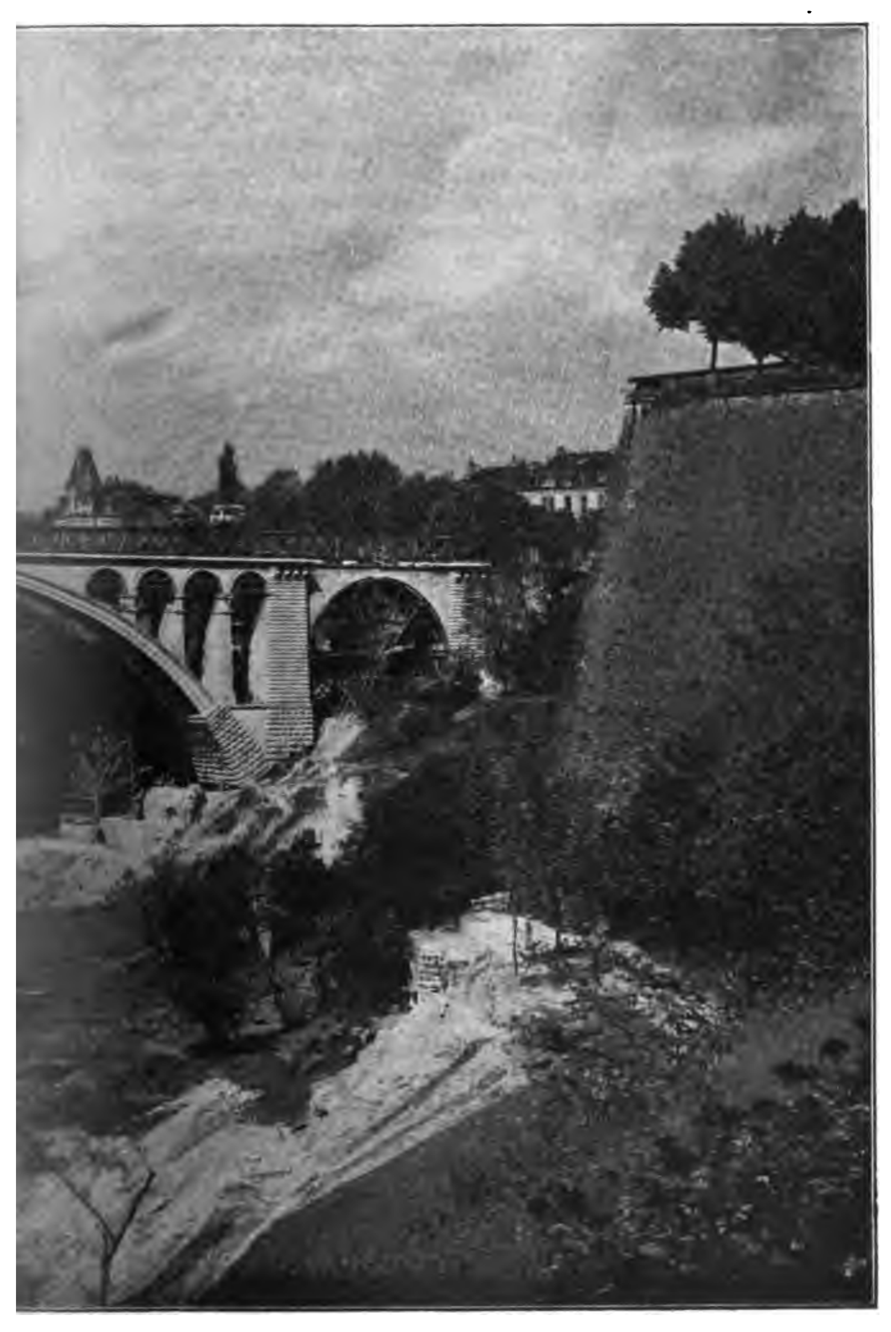
[106]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 454; 1891, S. 87; 1893, S. 381; 1894, S. 196.

Abb. 54. *Brücke über das Petrus-*



(Faks.-Repr. nach Deutsche Bauz. 1902, No. 84.

'al in Luxemburg (1903 vollendet).



ʒr. Aufnahme von Ch. Bernhoeft in Luxemburg.)

Unter Bezugnahme auf Taf. II ist nunmehr das im vorstehenden Gesagte durch einige Beispiele zu erläutern. Dieselben bringen auch einiges, was auf die Gröfse und Zahl der Brückenöffnungen (vergl. § 11) Bezug hat, wohingegen die am Schlusse des bezeichneten Paragraphen gegebenen Beispiele Ergänzungen bezüglich der Wahl des Konstruktionssystems und des Baustoffs enthalten. — Die in den Abb. 1, 3 und 8 bis 10, Taf. II dargestellten Vorentwürfe haben gemeinsam, dafs in den betreffenden Fällen gewölbte Brücken mit eisernen Balkenbrücken in Wettbewerb traten, man hat jedoch die Balken-Brücke nur für den Frieda-Viadukt (Abb. 8 bis 10) gewählt. Im einzelnen ist folgendes zu bemerken[107]):

Zu Abb. 1. Die Oker ist in ihrem oberen Laufe ein Gebirgsflufs des Harzes, das Hochwasser derselben hat eine grofse Geschwindigkeit, es war deshalb angezeigt, zu untersuchen, ob eine Brücke mit einer Öffnung wesentlich teurer sein würde, als eine solche mit mehreren Öffnungen. Bei letzteren war eine Sicherung der Flufssohle (vergl. Abb. 1[d]) notwendig, bei einer Brücke mit einer Öffnung nicht. Aufser den in Abb. 1[a] bis 1[d] dargestellten Vorentwürfen wurde auch noch ein solcher für eine eiserne Bogenbrücke bearbeitet, welcher sich jedoch als der teuerste herausstellte. Die Baukosten wurden ermittelt, wie folgt:

für eine überwölbte Öffnung (Abb. 1[a]) zu . . . . 88 500 M.
„ drei überwölbte Öffnungen (Abb. 1[b]) zu . . . . 90 600 „
„ eine mit eisernen Balkenträgern überspannte Öffnung (Abb. 1[c]) zu 80 700 „
„ zwei überwölbte Öffnungen (Abb. 1[d]) zu . . . . 81 600 „

Es waren somit die Baukosten für die beiden zuletzt genannten Vorprojekte nicht wesentlich verschieden, brauchbares Steinmaterial war in der Nähe, ausreichende Bauzeit vorhanden, man entschied sich deshalb für die Herstellung einer gewölbten Brücke mit zwei Öffnungen.

Zu Abb. 3. Beim Entwerfen der Brücke über den Schmied-Tobel und anderer ähnlich belegenen Brücken der Arlberg-Bahn wurden Gewölbe und ein eiserner Überbau miteinander verglichen. Für das Mauerwerk der ersteren nahm man unbearbeitete Bruchsteine, wie sie in der Nähe der Verwendungsstellen vorkommen und hydraulischen Mörtel an. Bei dem dargestellten Bauwerke stellten sich für 3210 qm „überbrückter Talfläche“ die Kosten für 1 qm unter Annahme eines Gewölbes auf 44,8 M., unter Annahme eines eisernen Überbaues auf 48,6 M. Ein ähnliches Ergebnis lieferten die Untersuchungen über die Wäldlitobel-Brücke, von welcher im III. Kapitel die Rede sein wird. Dagegen mufste bei der Trisana-Talbrücke, für welche eine Öffnung von mehr als 100 m Spannweite angezeigt war, auf die Anwendung von Gewölben verzichtet werden. Bei dieser hätte ein ganz aus Stein hergestelltes Bauwerk 116 M. f. d. qm „überbrückter Talfläche“ gekostet, wohingegen eine Überbrückung mit 115 m weit gespanntem Halbparallel-Träger zu 46,4 M. und eine 120 m weite eiserne Bogenbrücke zu 49,2 M. für 1 qm veranschlagt wurde. Die überbrückte Talfläche der Trisana-Talbrücke mifst 10 890 qm.

Zu Abb. 8 bis 10. Bei den in bezeichneten Abbildungen dargestellten Vorentwürfen handelte es sich um die Überbrückung des Frieda-Flusses, wozu 16 m, um die Unterführung der Chaussee Eschwege-Heiligenstadt, wozu 10 m, und um diejenige eines Feldwegs, wozu 6 m Lichtweite erforderlich waren, und es wurden zwei Vorentwürfe für gewölbte und zwei Entwürfe für eiserne Brücken bearbeitet. Beim Vorentwurf Abb. 8[b] liefs man die Chaussee in ihrer Lage (vergl. Abb. 10) und nahm für Feldweg und Flufs ein Bauwerk an. Der Vorentwurf Abb. 8[a] zeigt drei überwölbte Öffnungen, von welchen jedoch die für den Feldweg bei Durchführung einer symmetrischen Anordnung unnötig weit geworden sein würde. Der Vorentwurf Abb. 8[c] zeigt eine mit einem eisernen Fischbauchträger überspannte Öffnung. Derselbe stellte sich als der weitaus billigste heraus und wurde zur Ausführung bestimmt. In den Endpfeilern hatte man sehr geräumige überwölbte Aussparungen angenommen. Nachdem jedoch die zur Verfügung stehenden Steine als zur Durchführung der für die Endpfeiler angenommenen Konstruktion nicht widerstandsfähig genug befunden waren, entschied man sich nachträglich für den Entwurf Abb. 9.

[107]) Man vergl. Bolenius, Der Bau der Okerbrücke bei Oker in der Eisenbahn Vienenburg-Goslar. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 203. — Trasse und Unterbau der Arlberg-Bahn. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 154 und Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 1. — Lehwald, Die gröfseren Kunstbauten auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar, insbesondere Viadukt über das Frieda-Tal bei Frieda. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 441. — Ferner Krone, Umbau einer Chausseebrücke über die Kyll. Deutsche Bauz. 1874, S. 349 und Sveistrup, Schiefe Unterführung der Schleswiger Chaussee über die Kiel-Flensburger Bahn bei Eckernförde. Deutsche Bauz. 1883, S. 152.

§ 17. Die Mittelpfeiler. Das Wort „Pfeiler“ kommt genau genommen nur den aus Stein hergestellten Unterstützungen des Überbaues zu, es ist aber im Laufe der Zeit auch auf die Unterstützungen aus Eisen und selbst auf solche aus Holz übergegangen. Man unterscheidet Endpfeiler und Mittelpfeiler; zunächst soll von letzteren die Rede sein.

Die Pfeiler nehmen die vom Überbau auf sie übertragenen Kräfte auf und leiten dieselben, sowie die unmittelbar empfangenen Kräfte (Winddruck und eigenes Gewicht) auf den Untergrund. Auf die Mittelpfeiler wirken vorwiegend lotrechte, aber auch wagerechte Kräfte, sowohl parallel wie senkrecht zur Brückenachse. Bei den Balkenbrücken werden die parallel zur Brückenachse gerichteten Kräfte durch die Temperaturschwankungen und durch das Bremsen der Züge auf der Brücke hervorgerufen. Senkrecht zur Brückenachse auf die Mittelpfeiler wirkende Horizontalkräfte sind die Winddrücke auf Verkehrslast, Träger und Pfeiler, die Fliehkraft bei Brücken in Kurven, die durch Angriff des strömenden Wassers, des Eises und treibender Gegenstände bewirkten Stofskräfte. Mit Rücksicht auf diese Kräfte ergibt sich als zweckmäfsige Kernform der Mittelpfeiler eine abgestumpfte Pyramide. — Eine Ausnahme machen die Hauptpfeiler der beweglichen Brücken; bei Drehbrücken beispielsweise ist der Zylinder die aus naheliegenden Gründen sich ergebende Kernform.

Man unterscheidet nach dem verwendeten Baustoff: Steinpfeiler oder Mauerpfeiler, Holzpfeiler, eiserne Pfeiler. Die steinernen Pfeiler sind in der Regel massiv, doch ist die Anwendung von Hohlräumen und Durchbrechungen nicht ausgeschlossen; auch hat man vielfach die Mauerpfeiler in zwei getrennte Mauerkörper aufgelöst.

Bei langen und namentlich bei hohen Brücken mit steinernen Pfeilern ordnet man, wie im folgenden Kapitel eingehender besprochen werden wird, zwischen zwei Gruppen vergleichsweise schwacher wohl einen stärkeren Pfeiler an und nennt alsdann den letzteren einen Gruppenpfeiler oder Hauptpfeiler, die ersteren aber Zwischenpfeiler. Pfeiler, welche einerseits Stützträger, andererseits Balkenträger aufnehmen, nennt man Widerlagspfeiler.

Die hölzernen wie die eisernen Pfeiler sind ebene oder räumliche Fachwerke. Die ebenen Fachwerkspfeiler nennt man Joche oder Böcke; man stellt sie aus einer Gruppe von Einzelstützen — Holzpfählen oder Eisensäulen — her, indem man dieselben mit wagerechten Gurten (Holmen, Schwellen u. s. w.) und Schrägstäben versieht. Vielfach hat man diese ebenen Pfeiler, die auch Wandpfeiler genannt werden, am Fufs und Kopf mit Gelenken versehen, wodurch der Pendelpfeiler entsteht. Durch diese Anordnung befreit man den Pfeiler von den Biegungsspannungen, welche bei fester Konstruktion durch die in der Richtung der Brückenachse wirkenden wagerechten Kräfte hervorgerufen werden.

Bei gröfseren Höhen der Pfeiler und wenn dieselben imstande sein sollen, alle möglichen Kräfte in das Grundmauerwerk zu befördern, konstruiert man sie als Raumfachwerke, zweckmäfsig aus vier miteinander durch wagerechte und schräge Stäbe verbundenen Säulen. Man nennt diese Pfeiler Turmpfeiler, und stellt sie mit vier geneigten Wänden oder mit zwei lotrechten und zwei geneigten Wänden her.

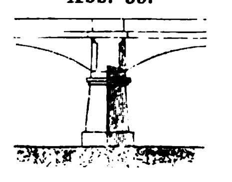
Eine in Amerika entstandene und besonders ausgebildete Anordnung bilden die sogenannten Gerüstpfeilerbrücken *(trestle works)*, bei denen räumliche Fachwerkpfeiler in mäfsigen Abständen voneinander aufgebaut und die Zwischenräume derselben wie der Wände der einzelnen Pfeiler durch kurze Träger überspannt werden.

Auch die Gelände- und Wasserverhältnisse bedingen verschiedene Arten von Pfeilern. Man nennt diejenigen, welche dem Angriffe des Wassers stets ausgesetzt sind, Strompfeiler, diejenigen aber, welche entweder ganz im Trocknen stehen oder nur ausnahmsweise vom Wasser bespült werden, Landpfeiler. — Mitunter werden die Pfeiler auch nach dem betreffenden Gründungsverfahren als eingeschraubte, versenkte u. s. w. bezeichnet.

Bei dem einzelnen Pfeiler kann man Kopf, Schaft und Fufs unterscheiden. Der Kopf bildet die Vermittelung zwischen Überbau und Pfeilerkörper, durch den Schaft wird die für den Überbau erforderliche Höhenlage erzielt, der Fufs bildet den Übergang vom Schaft zu dem tragenden Untergrunde und endigt auf demselben in dem Grundmauerwerke. Der Pfeilerschaft gestaltet sich im grofsen und ganzen gleichmäfsig, wenn er sich entweder ganz im Trocknen oder bei höheren Wasserständen ganz im Wasser befindet. Wenn dies jedoch nicht der Fall ist, zerfällt er entsprechend der Hochwasserlinie in zwei Teile, und zwar bei Steinkonstruktionen derart, dafs der untere Teil mit sogenannten Vorköpfen versehen wird (vergl. Abb. 1^b u. 1^d, Taf. II). Der Zweck der Vorköpfe ist bekannt. Man bringt dieselben in der Regel stromaufwärts und stromabwärts an. Bei Bauwerken zweites Ranges, beispielsweise bei Brücken für Nebenbahnen, kann man sich jedoch auf stromaufwärts liegende Vorköpfe beschränken. — Für die genannten Hauptteile der Pfeiler ist nicht selten verschiedener Baustoff am Platze. Man kann beispielsweise Steinpackung mit Erfolg verwenden, um den Fufs hölzerner Turmpfeiler widerstandsfähiger zu machen, man kann den eisernen Pfeilern einen Unterbau von Mauerwerk geben u. s. f.

Ein vierter, jedoch nicht immer vorhandener Hauptteil der Pfeiler ist der Pfeileraufsatz. Derselbe beginnt, je nach Umständen, bei der Scheide zwischen Pfeiler und Überbau oder bei der Brückenbahn. Im ersteren Falle lehnt er sich bei gewölbten Brücken an die Steinkonstruktion an (Abb. 55), während er sich bei eisernen Bogenbrücken zwischen den Überbau von zwei benachbarten Öffnungen einschiebt (Abb. 49, S. 104, Abb. 12, S. 24). Der zweite Fall kommt namentlich bei Hängebrücken, aber auch bei einigen Formen eiserner Balkenträger (z. B. bei den Pauli'schen Trägern) vor und führt in der Regel zu einer torartigen Bildung (man vergl. Abb. 7 u. 8, Taf. IV, Abb. 13, S. 24, Abb. 15, S. 27, Abb. 16, S. 28). Die Pfeileraufsätze werden in der Regel aus Stein, seltener aus Eisen hergestellt.

Abb. 55.



Aus dem vorhin Gesagten ergeben sich die Anhaltspunkte zur Bestimmung der Höhenbegrenzung der Hauptteile der Pfeiler. Die Begrenzung der Pfeiler in der Tiefe ist von der Beschaffenheit des Baugrundes und der Art der Gründung abhängig. Unter Bezugnahme auf S. 40 dieses Kapitels mag nochmals hervorgehoben werden, dafs namentlich bei unregulierten Flüssen Veränderungen der Tiefenlage der Flufssohle häufig vorkommen, welche zu einer weit abwärts reichenden Gründung der Pfeiler auffordern.

Die Breite und die Dicke der Pfeilerköpfe ergeben sich teils aus den Anforderungen des Überbaues, teils aus der Beanspruchung der Pfeiler. Wenn es sich darum handelt, bei Vorentwürfen die ganze Länge einer Brücke überschläglich zu ermitteln, so kann man bei steinernen Pfeilern gewölbter Brücken die Dicke am Kopfende etwa zu $^1/_{10}$ bis $^1/_8$ der Spannweite annehmen. Für die Pfeiler eiserner Balkenbrücken hat man verschiedene Erfahrungsformeln gebildet, von welchen hier nur die von Gustav Meyer aufgestellte $b = 1,5 + \frac{1}{2000} l^2$ angeführt werden soll. In derselben

bezeichnen b die Dicke am Kopfe und l die Spannweite, beides in Metern.[108]) Die Leibungen steinerner Pfeiler und diejenigen der Turmpfeiler werden gewöhnlich durch Ebenen begrenzt, welche einen Anlauf (Anzug) von etwa $^1/_{20}$ haben. An den schmalen Seiten ist aber ein Anlauf von etwa $^1/_{10}$ bei Eisenkonstruktionen nichts Seltenes. Ebene und geneigte Leibungsflächen sind gewöhnlich auch im unteren Teile des Schaftes vorhanden, bei welchem aber an den schmalen Seiten die Vorköpfe hinzuzutreten pflegen. Wandpfeiler erhalten gewöhnlich in der Richtung der Brückenachse gleichmäfsige Breite, in der Richtung senkrecht zur Brückenachse wird die Breite nach unten hin erheblich vergröfsert.

Bei der Wahl des Baustoffs für die Pfeiler gestalten sich die Erwägungen in manchen Punkten ähnlich den in § 16 angestellten. In den meisten Fällen wird man sich leicht für den einen oder anderen Baustoff entscheiden. Steinerne Mittelpfeiler sind für gewölbte Brücken stets und für sonstige Stützbrücken in der Regel anzuwenden.

Auch die Strombrücken mit eisernem Überbau bekommen der Regel nach steinerne Pfeiler, und andere Bauwerke von Bedeutung zum wenigsten einen steinernen Pfeilerfufs. — Holzjoche sind bei zeitweiligen, namentlich bei den im Kriege rasch herzustellenden Balkenbrücken am Platze[109]), ferner dann, wenn eine Brücke mit geringstem Kostenaufwande hergestellt werden soll. Auf Eisen ist man von vornherein angewiesen, wenn mit dem Raume gespart werden mufs; so sind bei Brücken, welche in Stadtbahnen über Strafsen führen, die eisernen Träger fast ausnahmslos durch eiserne Mittelpfeiler unterstützt, welche nicht viel mehr Raum erfordern als die Gaslaternen. Wenn es sich um hohe Pfeiler handelt, kommen Stein und Eisen auf die engere Wahl. Eiserne Pfeiler können in der Regel billiger und rascher hergestellt werden, als steinerne, vor allem aber haben sie geringeres Gewicht als jene, belasten also den Baugrund weniger.[110]) Unter Umständen gibt die letztere Rücksicht den Ausschlag. Die Brücken, welche in grofser Höhe über tiefe Täler führen, haben vielfach eiserne Pfeiler, welche von weit gespannten Eisenbogen getragen werden; für solche Pfeiler ist natürlich Eisen der gebotene Baustoff (Taf. IV, Abb. 1 bis 5, Talbrücke bei Müngsten). — Bei Bauwerken von mäfsiger Höhe, insbesondere bei Landebrücken an der See, weisen mitunter die Rücksichten auf das Gründungsverfahren auf Eisen, z. B. in Gestalt sogenannter Schraubenpfähle hin. — Dagegen sind die Unterhaltungskosten der steinernen Pfeiler geringer, auch ist ihre Dauer gröfser, als die der eisernen Pfeiler. Man wird in den betrachteten Fällen nicht unterlassen, einen vergleichenden Kostenanschlag für beide Arten aufzustellen.

Unter den auf Taf. I bis IV aufgeführten Bauwerken haben die Tower-Brücke über die Themse (Abb. 11ᵃ, Taf. II), die Talbrücke bei Müngsten (Abb. 1 bis 5, Taf. IV), die neue East-River-Brücke in New York (Abb. 14, Taf. IV), aus naheliegenden Gründen eiserne Pfeiler erhalten, die übrigen Brücken sind mit Steinpfeilern versehen.

Es mag noch bemerkt werden, dafs man die Mittelpfeiler für die Zwecke der Veranschlagung und der Bauausführung mit Nummern zu versehen pflegt, während bei den Endpfeilern, der linken und der rechten Seite des Wasserlaufes entsprechend, der linksseitige und der rechtsseitige unterschieden wird.

---

[108]) Man vergl. Deutsche Bauz. 1874, S. 375, ferner auch daselbst 1877, S. 145 u. 258 (Formeln von Becker und Fränkel).

[109]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 53.

[110]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 72 (Nidda-Viadukt bei Assenheim).

§ 18. Endpfeiler, Flügel, Brückenrampen und Treppen. Wie für die Mittelpfeiler sind auch für die Endpfeiler verschiedene Benennungen gebräuchlich. Man nennt dieselben wohl Widerlager, indem man einen den Endpfeilern der Stützbrücken zukommenden Namen auf alle Endpfeiler überträgt, ferner kommen die Bezeichnungen Landpfeiler oder Landfesten vor, deren erstere zwar nicht sonderlich zu empfehlen, aber insofern begründet ist, als die Endpfeiler oft zugleich auch Landpfeiler sind (vergl. S. 117). Auch der Name Ortpfeiler wird mitunter gebraucht. Als ein Zubehör der Endpfeiler sind die Flügel (Brückenflügel) zu bezeichnen, es sollen aber auch die Rampen und Treppenanlagen hier zur Besprechung gelangen. Zunächst ist zu bemerken, dafs nicht alle Brücken eigentliche Endpfeiler haben. Bei gewölbten steinernen Brücken empfiehlt es sich häufig, die Gewölbekonstruktion über die lichte Öffnung der Brücke hinaus fortzusetzen und sie bis auf den gewachsenen Boden zu führen. Man sagt alsdann, die Widerlager seien verloren oder unterdrückt. Zutreffender ist es, derartige Bauwerke als solche mit gewölbten Widerlagern zu bezeichnen. Die Brücke über den oberländischen Kanal bei Draulitten (Abb. 5, Taf. III) ist in der angegebenen Weise behandelt.

Die Beanspruchung der Endpfeiler unterscheidet sich von derjenigen der Mittelpfeiler in mehrfacher Hinsicht. Die Endpfeiler sind dem Erddruck, und zwar oft in bedeutendem Mafse, ausgesetzt und die anschliefsenden Dämme haben namentlich solange ein energisches Bestreben, die Endpfeiler in Bewegung zu setzen, wie ihre Massen in sackender oder gar rutschender Bewegung sind. Zweitens müssen die Endpfeiler bei Stütz- und Hängebrücken bedeutende wagerechte Kräfte aufnehmen; dagegen sind die Einwirkungen des Windes, sowie die Angriffe des Wassers und des Eises bei den Endpfeilern in der Regel nicht derart, dafs sie bei der Berechnung berücksichtigt werden müfsten. Der Zweck der Endpfeiler besteht darin, die auf sie einwirkenden Kräfte aufzunehmen, sie mit Hilfe ihres Eigengewichts in zweckentsprechender Weise abzulenken und auf den gewachsenen Boden zu übertragen. Aufserdem haben sie in Verbindung mit den Flügeln den Übergang von dem Brückenkörper zu den angrenzenden Strecken der Verkehrswege herzustellen.

Zu den Endpfeilern wird fast immer Stein verwendet. Dafs für Endpfeiler, welche ganz mit Erdreich umgeben sind, Eisen oder Holz benutzt werde oder dafs diese Baustoffe zur Herstellung der Flügel verwendet werden, ist zwar nicht ausgeschlossen. Es ist aber nicht nötig, auf diese vereinzelt vorkommenden Anordnungen hier einzugehen.[111])

Zunächst mögen die drei Arten der Endpfeiler, Tragpfeiler, Stützpfeiler und Ankerpfeiler, für sich, also ohne Rücksicht auf die Flügel u. s. w. kurz betrachtet werden. Als gemeinsame Kernform kann ein vierseitiges, oft schräg abgeschnittenes Prisma bezeichnet werden, unbeschadet des Umstandes, dafs die Leibungsfläche nur bei kleineren Bauwerken lotrecht, bei gröfseren aber mit Anlauf angeordnet zu werden pflegt. Die Tragpfeiler, d. h. die Endpfeiler der Balkenbrücken, sind belastete Futtermauern und dementsprechend zu konstruieren und zu berechnen. Auch wenn dieselben gröfstenteils von Erdmassen umgeben sind (vergl. Abb. 9, Taf. II), kann man doch auf den Gegendruck der Böschungskegel nicht viel rechnen, denn die Erfahrung zeigt, dafs bei derartigen Futtermauern von beschränkter Länge sehr leicht Verschiebungen ein-

[111]) Bohlwerksartige, aber unter Benutzung von Eisen konstruierte Flügel s. u. a. Henket, Waterbouwkunde. XIV. Afd. Bruggen. Pl. 11. — Brücken-Widerlager und Flügel aus aufrecht stehenden, einen Stein starken Kappengewölben, welche zwischen verankerte I-Eisen eingespannt sind, s. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 70, Brücke über die Wumme.

treten. — Die Berechnung der Stützpfeiler wird im folgenden Kapitel besprochen werden, hier sei nur bemerkt, daſs man bei vorläufigen Abschätzungen und unter Voraussetzung einer mäſsigen Höhe die Dicken der Endpfeiler gewölbter Strombrücken bei Halbkreisbögen zu etwa $^1/_5$ und bei flachen Segmentbögen etwa zu $^1/_3$ der Spannweite annehmen kann. — Die Ankerpfeiler unterscheiden sich von den Stützpfeilern dadurch, daſs sie nicht, wie letztere, einen nach auſsen hin gerichteten Druck, sondern einen nach der Brückenöffnung hin gerichteten Zug erleiden und ferner dadurch, daſs sie mit Hohlräumen zur Verankerung der Kabel zu versehen sind. Ihre Dicken fallen sehr beträchtlich aus, beispielsweise hat der rechtsseitige Endpfeiler der 47,4 m weit gespannten Hängebrücke auf dem Bahnhofe Gotha in Schienenhöhe eine Dicke von 8,5 m.

An die Endpfeiler schlieſsen sich oft, aber nicht immer, Flügel an, d. h. Mauerkörper, welche allein oder in Verbindung mit Böschungskegeln den Abschluſs der an die Brücke grenzenden Erdkörper bewirken, zugleich aber die Einführung der von der Brücke überspannten Wege und Wasserläufe in die Brückenöffnung vermitteln. Man kann drei Hauptanordnungen unterscheiden, je nachdem man

1. die Flügel und die Endpfeiler getrennt voneinander ausbildet,
2. Flügel und Endpfeiler zu einem Ganzen vereinigt, an das sich die Böschungskegel anschlieſsen, oder
3. die Endpfeiler ohne Flügel in Böschungskegeln stehend ausführt.

1. Endpfeiler mit Flügeln. Gewöhnlich ist der Erdkörper, welcher sich an die Brücke anschlieſst, ein Damm mit dem üblichen Querschnitt und es soll zunächst dieser Fall hier betrachtet und eine mäſsige Höhe des Bauwerks vorausgesetzt werden. Der Querschnitt des Dammes ist trapezförmig, derjenige des Endpfeilers im groſsen und ganzen rechteckig. Als die einfachste und billigste Anordnung für die Flügel ergeben sich bei geraden Brücken zwei Futtermauern, welche in der Ansicht (im wesentlichen) dreieckig gestaltet sind und deren Flucht in der Verlängerung der Leibungsfläche des Endpfeilers liegt. Diese Anordnung ist namentlich bei untergeordneten Bauwerken am Platze, sie hat für Brücken eingleisiger Bahnen den Vorteil, daſs man bei Herstellung eines zweiten Gleises das Mauerwerk eines Flügels zur Vergröſserung des Endpfeilers verwenden kann. Bei vollständiger ausgebildeten Bauwerken hat man Veranlassung, die Flügel gegen die Leibungsfläche der Endpfeiler zurückzusetzen und sie (wenigstens zum Teil) im Grundriſs so anzuordnen, daſs sich zwischen der Flügelrichtung und der Querachse der Brücke spitze Winkel bilden (Abb. 2*b* u. 4, Taf. I). In beiden Fällen ist die Kernform der Flügel eine abgestumpfte, liegende dreiseitige Pyramide mit gebrochener oberer Kante. Bei schiefen Brücken ist es oft angezeigt, einen Flügel des Endpfeilers in der Flucht desselben oder parallel dazu, den zweiten aber senkrecht zu der Längsachse des Bauwerkes anzulegen.

Das Zurücksetzen der Flügel wird ausgeführt einmal wegen des besseren Aussehens, sodann um von den Enden der Brückenträger nicht Luft und Licht abzusperren, teils auch deshalb, weil es angezeigt ist, die Flügel als Futtermauern mit einem kräftigen Anlaufe zu versehen, während die Leibungen der Endpfeiler bei kleinen Brücken keinen, bei gröſseren einen nur mäſsigen Anlauf haben. Bei Brücken mit mehreren Öffnungen setzt man die Flügel nicht selten soweit zurück, daſs zwischen ihnen und der Leibung der Endpfeiler ein halber Vorkopf Platz hat. — Die schräge Lage der Flügel ist bei Brücken über Wasserläufe durch die Rücksicht auf Vergröſserung des Hochwasser-Ausfluſskoeffizienten, auſserdem mitunter dadurch begründet, daſs sie einen Übergang von dem trapezförmigen Querprofile des Wasserlaufs zu der rechteckigen

Form des benetzten Profils der Brücke ermöglicht. Bei Durchfahrten u. dergl. ergibt sich jene schräge Lage und auch die Gröfse des Winkels zwischen dem Flügel und der Querachse der Brücke aus der Lage der unterführten Wege (vergl. die oberen Abbildungen auf Taf. I). Es folgt hieraus, dafs für die Flügel oft unsymmetrische Grundrifsanordnungen am Platze sind.

Die vorbesprochenen Flügel werden Winkelflügel, insbesondere gerade Winkelflügel genannt; dieselben sind bei kleinen und bei Bauwerken von mittlerer Gröfse sehr gebräuchlich. Wenn aber im Anschlufs an die Endpfeiler ein Übergang von der Brückenbahn zu dem breiteren Planum des angrenzenden Weges hergestellt werden mufs (vergl. Abb. 56), wenn bei starker Querneigung des Geländes ein Winkelflügel zu lang ausfallen würde, wenn an den Enden der Brücken Wachthäuser zu erbauen sind u. s. f., so kann es sich empfehlen, sogenannte Parallelflügel zu verwenden, und man gebraucht diesen Namen auch dann, wenn die Flügel nicht genau (Abb. 56*b*) der Brückenachse parallel sind. In diesem Falle sind aber aufser den Flügeln noch Böschungskegel herzustellen und das Ganze wird bei ansehnlicher Höhe sehr kostspielig, obwohl die Anwendung von Parallelflügeln unter Umständen eine Einschränkung der Dicken der Endpfeiler gestattet. Um die Kosten zu ermäfsigen, werden die Böschungskegel in der Regel mit Steinbekleidung versehen, — für Kegelteile, welche im Bereiche des Wassers liegen, ist eine solche ja ohnehin erforderlich — denn mit der Steinbekleidung geht eine Vergröfserung des Böschungswinkels, demnach eine Einschränkung der Länge des Parallelflügels Hand in Hand. Man ersetzt auch wohl den unteren Teil des Böschungskegels durch eine mindestens bis zur Hochwasserlinie reichende, gewöhnlich aus Trockenmauerwerk hergestellte Futtermauer von gekrümmtem Grundrifs, welcher man einen Anlauf von etwa $^1/_5$ geben kann.

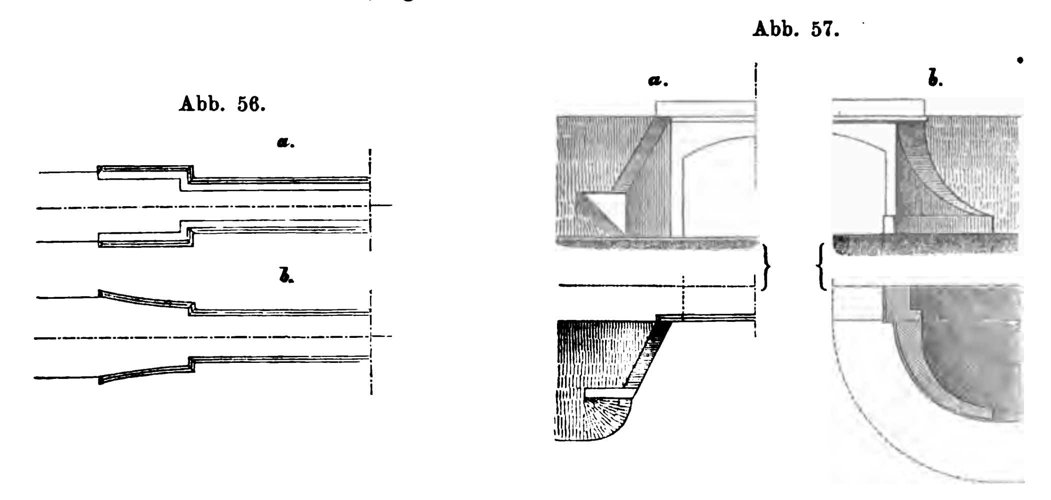


Abb. 56. Abb. 57.

Aufser den soeben erörterten Hauptanordnungen der Flügel kommen noch mancherlei andere vor. Man kann beispielsweise bei Wegebrücken über Eisenbahneinschnitte mitunter Winkelflügel anwenden, deren Fundamente abgetreppt sind, man kann als ein Mittelding zwischen dem Winkelflügel und dem Parallelflügel den gebrochenen Flügel bilden, bei welchem sogenannte Flügelansätze und kleine Böschungskegel entstehen (Abb. 57*a*), man kann ferner den Grundrifs der Winkelflügel konvex (Abb. 57*b*) — auch konkav — gestalten; ersteres ist beispielsweise am Platze, wenn bei Unterführungen städtischer Strafsen auf gefällige Grundrifslinien der Fufswege Rücksicht zu

nehmen ist, u. s. w. Es würde zu weit führen, alle derartigen Formen an dieser Stelle eingehend zu besprechen.[112])

2. Mit Parallelflügeln zu einem Ganzen verschmolzene Endpfeiler. Die Herstellung von Parallelflügeln ist, wie bereits erwähnt, bei hohen Bauwerken sehr kostspielig und es trägt wesentlich zur Ersparung von Mauerwerk bei, wenn man die parallel zur Brückenachse laufenden Mauern durch eine oder mehrere Quermauern miteinander verbindet und aufserdem dafür sorgt, dafs sie vom Erddruck möglichst befreit werden. Die Hohlräume, welche zwischen den Längs- und Quermauern entstehen, werden überwölbt (Abb. 1^a u. 1^b, Taf. II) oder mit Steinen ausgepackt. Man kann auch Öffnungen anwenden, welche von einer Seite zur anderen durchgehen und erhält alsdann eine Anordnung, welche der nachstehend zu besprechenden nahe verwandt ist. Auch wird bei eingleisigen Eisenbahnbrücken wohl eine in der Mitte des Dammes liegende Längsmauer an den Endpfeiler angeschlossen, auf welcher das Gleis ruht; der Grundrifs des ganzen gestaltet sich alsdann ⊣-förmig. — An die besprochenen Mauerkörper schliefsen sich, wie bei Parallelflügeln, Böschungskegel an und es gilt wegen der Bekleidung der letzteren mit Steinen das oben Gesagte.

3. Endpfeiler ohne Flügel, in Böschungskegeln stehend. Aus der vorhin angeführten hat sich diejenige Anordnung entwickelt, welche am wenigsten Kosten erfordert und deshalb neuerdings bei gröfseren Bauwerken oft gewählt wird. Man fügt den im übrigen erforderlichen Öffnungen der Brücke an jeder Seite eine Nebenöffnung hinzu, lediglich um die Entwickelung der Böschungskegel zu ermöglichen. Die hierdurch entstehenden Ersparnisse sind so bedeutend, dafs man das unvorteilhafte Aussehen einer derartigen Anordnung nicht ausschlaggebend sein läfst. Es fällt bei derselben gewöhnlich der Endpfeiler fast ganz, der zunächst stehende Mittelpfeiler mit seinem unteren Teile in den Böschungskegel (vergl. Abb. 1^c u. 9, Taf. II, auch Abb. 8^a, Taf. I). Man kann aber auch bei Bemessung der Öffnungen der Brücke Einrichtung treffen, dafs nur ein Teil der äufsersten Öffnungen von den Böschungskegeln in Anspruch genommen wird. Dies ist beispielsweise bei der Weserbrücke (Abb. 10, Taf. I) geschehen.[113])

Als für alle drei besprochenen Anordnungen geltend soll noch hervorgehoben werden, dafs auf ein sorgfältiges Einbauen der an Endpfeiler und Flügel grenzenden Erdmassen und auf eine gute Entwässerung derselben besondere Sorgfalt zu verwenden ist; wo Steine zur Hand sind, erreicht man die Entwässerung am besten durch Steinpackungen hinter dem Mauerwerk.

Nunmehr sollen einige Bemerkungen über Rampen- und Treppenanlagen gemacht werden. Hinsichtlich der Fufsgängerbrücken ist zu bemerken, dafs man zwar in der Regel für die Aufgänge Treppen wählt, dafs aber Rampen mit denselben ernstlich in Wettbewerb treten können und dafs die letzteren den Vorzug verdienen, wenn der zur Verfügung stehende Platz die Herstellung gestattet. Die hohen Treppen, welche sich bei den über Eisenbahngleise führenden Stegen ergeben, sind beschwerlich, bei Schneewetter und Glatteis sogar nicht ohne Gefahr zu ersteigen, entbehren auch des Vorteils der Rampen, dafs man letztere mit Handwagen befahren und zur Not zu Pferde passieren kann. Die Erfahrung zeigt, dafs die mit Treppen versehenen, neben

[112]) Über Durchlässe ohne Flügelmauern vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 481.

[113]) Man vergl. auch: Lehwald, Die gröfseren Kunstbauten der Bahnstrecke Nordhausen-Wetzlar. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 241 und Stübben, Die schiefe Brücke über die Volme bei Lutterhaus. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 435.

stark begangenen Überfahrten angelegten Fufswegüberführungen nicht stark gebraucht werden und dafs manche Fufsgänger an den geschlossenen Schranken längere Zeit warten, ohne den Treppenaufgang zu benutzen. Man könnte übrigens einen Teil der bezeichneten Übelstände durch Überdachung der Treppen beseitigen.

Über die Einzelheiten der Treppenanlagen ist die Hochbaukunde zu Rate zu ziehen, Beispiele ihrer Gesamtanordnung geben die Abb. 6 u. 7, Taf. III. Ihre Anlage gestaltet sich namentlich dann eigentümlich, wenn die Treppe mit einer eisernen Bogenbrücke verbunden ist (Abb. 6, Taf. III und Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 107), weil sie alsdann zum Teil oberhalb des lichten Raumes der Brücke ihren Platz finden kann. Der Steg über die Saale bei Weifsenfels (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 23) hat an der einen Seite eine Rampe erhalten. Bei derartigen Rampen ist das Steigungsverhältnis 1 : 10 gebräuchlich.

Um auf die Treppenanlagen nicht im folgenden Paragraphen zurückkommen zu müssen, sei gleich hier bemerkt, dafs dieselben auch bei Strafsen- und selbst bei Eisenbahnbrücken als Nebenanlagen ziemlich häufig vorkommen.

Die für die Strafsenbrücke über den Rhein zwischen Mainz und Kastel ausgeführten Treppen sind in ihrer allgemeinen Anordnung aus Abb. 7, Taf. II, ersichtlich, in Verbindung mit einer Eisenbahnbrücke ist eine Treppe u. a. in der Nähe von Strafsburg bei einer Brücke über die Ill ausgeführt, woselbst eine Eisenkonstruktion in senkrechter Richtung zur Bahnachse angelegt und gegen den Endpfeiler gestützt ist. Es kommt auch vor, dafs Treppen die Abdeckungen von Winkelflügeln bilden u. s. f.

Hinsichtlich der Rampen für Strafsen- und Eisenbahnverkehr sind zunächst die eigentümlichen Anordnungen zu erwähnen, welche bei manchen beide Arten des Verkehrs vermittelnden Brücken vorkommen. Weil für eine Strafse stärkere Steigungen und schärfere Kurven zulässig sind, als für eine Eisenbahn, so ist, wenn Bahn und Strafse nebeneinander liegen, schon auf der Brücke eine verschiedene Höhenlage ihrer Fahrbahnen zulässig, aufserhalb der Brücke aber kann die Strafse eine von der Bahn wesentlich abweichende Höhenlage und Richtung erhalten.

Für letzteres sei als Beispiel die östliche Rampenanlage der Mississippi-Brücke bei St. Louis angeführt. Auf der Hauptbrücke befindet sich die Strafsenfahrbahn über der Eisenbahn und es liegt erstere beim Endpfeiler etwa 27 m über Terrain. An den Endpfeiler schliefst sich eine eiserne Gerüstbrücke, welche die Rampen trägt. Die Rampe für die Eisenbahn ist in gewöhnlicher Weise mit mäfsiger Neigung geführt, die Strafsenfahrbahn aber gabelt in der Nähe des Endpfeilers in zwei Arme, welche anfangs neben der Eisenbahn liegend mit kräftiger Neigung bis zu einer Stelle sinken, an welcher die Strafse etwa $5^1/_2$ m tiefer als die Eisenbahn liegt. Hier vereinigen sich die beiden Arme zu einer Plattform und auf dieser kehrend gelangen die Strafsenfuhrwerke mittels einer nunmehr unter der Eisenbahn liegenden Rampe auf das Terrain.[114])

Schliefslich sei noch über die Steigungsverhältnisse der Brückenrampen bemerkt, dafs dieselben zwar für den Bau der Brücken von grofser Bedeutung sind und mitunter sogar auf die Lage ihrer Achsen und ihrer Bahnen Einflufs haben, dafs aber trotzdem dieser Gegenstand eine eingehende Behandlung hier nicht erfahren kann. Eine solche müfste ihren Ausgangspunkt nehmen von den verwickelten Untersuchungen über

[114]) Siehe Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, Blatt 668. — Wegen sonstiger Gestaltungen der Rampen bei Brücken für Strafsen und Eisenbahnen vergl. man: Die Bauten von Dresden. Dresden 1878, S. 480 (Marien-Brücke) und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 27 (Die neue Elbbrücke bei Pirna). Berlin und seine Bauten, 1896, Bd. I, S. 114.

den Einflufs der Steigungsverhältnisse auf die Betriebskosten der Strafsen und Eisenbahnen. Es mag nur ganz im allgemeinen bemerkt werden, dafs Brückenrampen für verlorene Steigungen mit möglichst schwachen Neigungsverhältnissen angelegt werden sollten. Im übrigen ist auf die unten vermerkten Arbeiten zu verweisen, in welchen die nachteilige Wirkung zu stark ansteigender Brückenrampen an verschiedenen Beispielen nachgewiesen ist.[115])

§ 19. Nebenanlagen. Von den bei Brücken vorkommenden Nebenanlagen sollen hier einer Besprechung unterzogen werden: die Wasserbauten und Schiffahrtsanlagen, welche durch den Brückenbau veranlafst werden, die Anlagen für die Zwecke der Landesverteidigung und die Hochbauten. Als Nebenanlagen können sonst noch angesehen werden: die Beleuchtungsvorrichtungen und die über die Brücken geführten Gas- und Wasserleitungsröhren, worüber in Band 2, Kap. II das Erforderliche gesagt werden wird, ferner Treppen, insoweit sie nicht mit der Brücke ein ganzes bilden (vergl. S. 123), Bedachungen, welche unter eisernen, in Städten befindlichen Brücken — und zwar meist aus Wellblech — hergestellt werden, um die Vorübergehenden vor abtropfendem Schmutzwasser zu schützen, endlich die gleichfalls nur bei eisernen Brücken vorkommenden, bleibend angebrachten Vorrichtungen, welche zur Erleichterung der Untersuchung und Erneuerung des Anstrichs dienen.

1. Die Wasserbauten. Bei jedem gröfseren Brückenbau, welcher den zu überschreitenden Flufs nicht vollständig reguliert antrifft, ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs oberhalb und soweit erforderlich auch unterhalb der Brücke sowohl für das Hochwasser, wie für das Mittelwasser Betten hergestellt werden, welche im Grundrifs und Querschnitt regelmäfsig gestaltet sind, aufserdem ist möglichste Milderung der aus Eisgängen erwachsenden Gefahren zu erstreben. Die durch jene Regulierung bedingten Arbeiten sind nicht selten von grofser Ausdehnung. Dies tritt namentlich ein, wenn die Brücke in Niederungen auszuführen ist, welche teilweise, aber nicht vollständig eingedeicht sind. Im günstigsten Falle genügen alsdann Deichregulierungen und Deichverstärkungen, mitunter sind aber die Verhältnisse derart, dafs durch den Brückenbau die Anlage neuer Deichstrecken bedingt wird; die Baugeschichte der Elbbrücke bei Wittenberge liefert hierzu ein Beispiel.[116])

Die durch einen Brückenbau hervorgerufenen Deiche nennt man Leitdeiche oder Leitdämme, wenn die Entfernung der beiderseitigen Dämme der Gesamtlänge der Brücke entspricht (vergl. Weserbrücke bei Fürstenberg, Abb. 10^b, Taf. I). Stromaufwärts von geeigneten Anschlufsstellen ausgehend pflegen sie stromabwärts in Flügeldeiche zu endigen, welche den Übergang von dem Durchflufsprofil der Brücke in weitere Profile vermitteln. Die Herstellung solcher Dämme, welche nicht immer, wie bei jener Weserbrücke geschehen, hochwasserfrei ausgeführt zu werden brauchen, kann empfohlen werden, denn sie befördern, trotz der von ihnen veranlafsten Profileinschränkung, den

---

[115]) Launhard, Die Betriebskosten der Eisenbahnen in ihrer Abhängigkeit von den Steigungs- und Krümmungsverhältnissen der Bahn. Leipzig 1877. — Launhard, Die Steigungsverhältnisse der Strafsen. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 345. — Früh, Über die Nachteile einer verlorenen Steigung der Bergisch-Märkischen Eisenbahn. Zeitschr. f. Baukunde 1878, S. 79.

[116]) Man vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 7. Ferner Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872, S. 78 (Innbrücke bei Simbach) und Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 237 (Pischier, Verbindungsbahn zu Düsseldorf und Neufs und Überbrückung des Rheins oberhalb Düsseldorf; diese Brücke ist, nebenbei bemerkt, zugleich ein Beispiel für die weiter unten zu besprechenden militärischen Anlagen).

Abfluſs des Wassers. Wenn man nämlich oberhalb einer Brücke — namentlich am konkaven Ufer — das Hochwasser frei auf eine vom Bahndamme durchschnittene Fläche treten läſst, so stellen sich auf derselben unregelmäſsige und selbst rückläufige Strömungen ein, die unter Umständen den Wasserabfluſs wesentlich beeinträchtigen.

Im Bereiche der Hochwasserprofile werden nicht selten Abgrabungen angeordnet, welche eine Vergröſserung des Durchfluſsprofils der Brücke zum Zweck haben. Die Ansichten über ihren Nutzen und ihre Wirksamkeit sind geteilt. Es unterliegt keinem Zweifel, daſs ihr Erfolg wesentlich von der Art der Herstellung abhängig ist. Sobald man, wie bei neueren Ausführungen üblich, die Abgrabungen oberhalb und unterhalb der Brücke weit ausdehnt (vergl. Abb. 7^b u. 10^b, Taf. I), und die Fluſsquerprofile ganz allmählich ineinander übergehen läſst, so erfüllen dieselben ihren Zweck vollständig, andernfalls nur zum Teil. Zur Erläuterung von Abb. 2, Taf. II sei noch bemerkt, daſs auch bei der Nagoldbrücke eine Abgrabung vorgenommen ist.

Bei Flüssen mit starkem Gefälle ergibt sich aus den Rücksichten auf die Hochwasser für die zwischen Pfeilern und unmittelbar vor und hinter ihnen liegenden Teile des Fluſsbettes das Bedürfnis einer Sohlenversicherung. Es kommen hierbei nicht allein die Sohlengeschwindigkeit des Wassers, deren Gröſse sich allenfalls abschätzen läſst, und die Beschaffenheit der Sinkstoffe in Betracht, sondern auch der Umstand, daſs sich bei den Pfeilern in dem ohnehin wirbelnden Wasser sehr starke Wirbel bilden, welche die Fluſssohle in unberechenbarer Weise angreifen. Hiergegen sind nach den Regeln der Wasserbaukunst hergestellte und gut unterhaltene Steinwürfe ein fast nie versagendes Mittel.[117]) Bei Gebirgsflüssen muſs man nicht selten noch einen Schritt weitergehen und die Sohle mit einer regelmäſsigen Steinarmierung versehen (vergl. Abb. 1^b u. 1^d, Taf. II). Für die Durchlässe der Wildbäche u. s. w. wird ein derartiges sogenanntes Herdpflaster stets angeordnet. Dasselbe findet seinen Abschluſs an parallel zur Längsachse der Brücke geführten Herdmauern und wird bei längeren Bauwerken durch solche Mauern in Streifen eingeteilt.

Aber auch bei Brücken über Flüsse mit mäſsigem Gefälle sind Sohlenversicherungen nicht selten und namentlich dann am Platze, wenn man es mit einem aus feinen Sinkstoffen bestehenden und deshalb leicht beweglichen Untergrunde zu tun hat. Wo derartige Verhältnisse vorliegen, ist das Material zu Steinwürfen oft zu kostspielig und es werden als Ersatz für letztere mit Erfolg Sinkstücke verwendet.[118])

Hand in Hand mit der Regulierung des Hochwasserbettes geht diejenige des Bettes für das Mittelwasser und es kommen auch hierbei mitunter ausgedehnte und schwierige Wasserbauten, Koupierungen von Stromarmen und dergl. vor, wozu wieder der Bau der Elbbrücke bei Wittenberge ein Beispiel liefert.[119]) Gewöhnliche Stromregulierungswerke (s. u. a. Abb. 9^b, Taf. I) müssen oft hergestellt werden. Wegen der Einzelheiten dieser Ausführungen wird auf den dritten Teil (Wasserbau) verwiesen. Bemerkt soll nur werden, daſs man bei den Verlegungen der Wasserläufe, welche durch einen Brückenbau bedingt werden, die lebendige Kraft des Wassers zur Ausbildung eines durch einen

---

[117]) Über Steinwürfe vergl. Ann. des ponts et chaussées 1856, XII. Bd. S. 108 u. 405, auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 125 und Nouv. ann. de la constr. 1885, Pl. 20/21. Über Flach- und Tiefgründung von Brückenpfeilern. Zentralbl. d. Bauverw. 1894, S. 164, 177, 236.

[118]) Vergl. Henket, Waterbouwkunde. XIV. Afd. Bruggen, Pl. 50 u. 51 (Sohlenversicherung der Rheinbrücke bei Arnheim und der Waalbrücke bei Nymwegen).

[119]) Für eine ausgedehnte Uferkorrektion vergl. man die Beschreibung des Baues des Ruhrviadukts (Abb. 8, Taf. I) in der Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 25.

Leitgraben vorgezeichneten neuen Bettes nur in sehr beschränkter Weise verwenden kann. Man hat zum wenigsten die volle Breite des Bettes, gewöhnlich aber auch die volle Tiefe desselben sofort herzustellen.

Im Anschluſs an die Anordnungen für die Ableitung der Hochwasser sind nun diejenigen zu erwähnen, durch welche man die aus den Eisgängen erwachsenden Gefahren beseitigt oder zum wenigsten abschwächt. Die Hauptsache ist allerdings, daſs die Lage der Brücke, die Weiten der Öffnungen u. s. w. angemessen gewählt werden und in den meisten Fällen sind für Brücken, bei denen dies der Fall ist und welche mit gut geformten Vorköpfen versehene steinerne Pfeiler haben, Nebenanlagen des Eisgangs wegen nicht erforderlich. — Die vorhin erwähnten Leitdämme sind einem unschädlichen Verlaufe der Eisgänge dienlich. Man braucht indessen, wenn es sich nur hierum handelt, keinen geschlossenen Damm herzustellen, kann sich vielmehr darauf beschränken, auf dem Vorlande eine Reihe von Erdkegeln (vergl. Abb. 9^b, Taf. I) zu erbauen, welche das hinter ihnen gebildete Eis zurückhalten, bis der Haupteisgang vorüber ist, und welche deshalb Eishalter genannt werden.

Ein anderes bei den früher gebräuchlichen, kleineren Lichtweiten der Brücken oft, jetzt aber seltener angewendetes Mittel sind Eisbrecher. Dieselben sollen, wie ihr Name besagt, gröſsere und deshalb Gefahr bringende Eisschollen zerkleinern, was am besten in der Weise geschieht, daſs die vom Strome auf eine ansteigende Kante des Eisbrechers geschobenen Schollen, sobald sie zum Teil frei liegen, infolge ihres Eigengewichts zerbrechen. Dabei können die Eisbrecher entweder mit den Mittelpfeilern zu einem Ganzen verbunden oder als freistehende, vor den Pfeilern befindliche Bauwerke behandelt werden. Die erstgenannte Anordnung ist sowohl in Stein, wie in Eisen (auch in Guſseisen) ausgeführt, während freistehende Eisbrecher gewöhnlich aus Holz oder aus Schweiſseisen bezw. Fluſseisen hergestellt werden. Wenn die Brücken hölzerne oder eiserne Joche haben, so begnügt man sich nicht selten damit, den äuſsersten Ständern in Rücksicht auf den Eisgang eine kräftige Neigung zu geben.

Bei der einfachsten Konstruktion der hölzernen Eisbrecher werden sogenannte Eispfähle stromabwärts geneigt eingerammt, mit Eisenschienen versehen, durch stromaufwärts geneigte Rammpfähle unterstützt und mit den letzteren oben durch eiserne Bänder verbunden. Es entstehen somit die bei Wasserbauten auch anderen Zwecken dienenden Pfahlgruppen (Dükdalben), über welche im dritten Teil näheres enthalten ist. — Der Hauptteil gröſserer hölzerner Eisbrecher ist ein mit 1 : 2 bis 1 : 3 gegen die Wagerechte geneigter, oben scharfkantiger und mit Eisen beschlagener Eisholm, welcher durch eine Pfahlwand oder nach Bedarf von mehreren Pfahlwänden aus unterstützt wird. Das Pfahlwerk muſs selbstverständlich gut verstrebt werden, auch wird es mit Bohlen oder mit einzelnen Gurthölzern verkleidet.

Ein aus Schweiſseisen hergestellter Eisbrecher ist oberhalb der Brücke über die groſse Weser in Bremen ausgeführt. Derselbe besteht aus einem versenkten Blechkasten von — im wesentlichen — trapezförmigem Grundriſs, welcher mit Beton, Kies, Mauerwerk ausgefüllt ist, und einem mit demselben vernieteten, gleichfalls aus Eisenblech hergestellten Aufbau. Der letztere kehrt dem Eise eine mit einem T-Eisen armierte Schneide zu. Das Nähere und Einzelheiten über sonstige Konstruktionen von Eisbrechern ist aus den unten aufgeführten Mitteilungen zu entnehmen.[130])

---

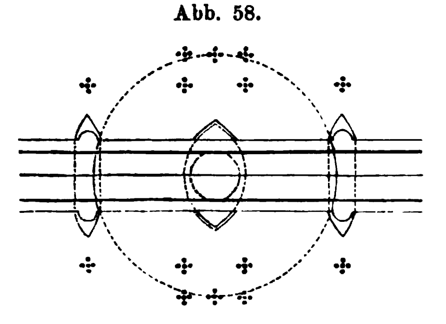
[130]) Hölzerne Eisbrecher der Brücke über die Yssel zu Westerwort. Verh. van het kon. inst. van ingenieurs 1856/57, 1. Afd. — Hölzerne Eisbrecher in der Oder. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 162. — Als Eisbrecher

2. Schiffahrtsanlagen. Brücken bilden mitunter ein erhebliches Schiffahrtshindernis und es sind, wenn dies der Fall ist, Anlagen erforderlich, um den Schiffahrtsbetrieb so weit wie möglich zu erleichtern.

Durch feste Brücken erwächst eine Störung der Schiffahrt, wenn der Abstand zwischen Wasserspiegel und Unterkante des Überbaues zu klein für die Höhe der Masten ist. Wenn alsdann die Schiffe nicht für das Niederlegen der letzteren eingerichtet sind (vergl. S. 56), so werden oberhalb und unterhalb der Brücke Mastenkrane erbaut, mit welchen man die Schiffsmaste aushebt und bezw. wieder aufrichtet, wenn das Schiff unter der Brücke durchgefahren ist. Diese Krane sind nicht selten transportabel, um sie mit Hilfe stark geneigter Schienengleise aus dem Bereiche des Hochwassers entfernen zu können; andernfalls müssen sie hochwasserfrei liegen. Solche transportabelen und, nebenbei bemerkt, mit einer Vorrichtung zum Treideln der die Brückenöffnung passierenden Schiffe versehenen Mastenkrane sind bei der Weichselbrücke bei Thorn am rechtsseitigen Ufer verwendet. Wegen der Konstruktion der in Rede stehenden Krane wird auf die unten vermerkten Mitteilungen verwiesen.[121])

Unter Umständen und namentlich im Flutgebiete der Flüsse können die Schiffe Brückenöffnungen von mäßsiger Lichtweite, namentlich die Öffnungen beweglicher Brücken nicht ohne weiteres befahren, sondern bedürfen dazu einer Leitung und Führung. Hierzu und zugleich als Eisbrecher sind oberhalb und unterhalb der Drehbrücken-Öffnungen in der Bremer Eisenbahnbrücke über die Weser je sieben Pfahlgruppen angebracht (Abb. 58), aufserdem aber Schiffsringe an sämtlichen Pfeilern. Die Brücke über die Ems bei Weener (Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 201) hat zu genanntem Zweck oberhalb ihrer Drehbrücken-Öffnung hölzerne Leitwerke von je 60 m Länge erhalten.

Abb. 58.



Auch die an Brücken vorkommenden Signalvorrichtungen sind hier zu erwähnen, insoweit sie die Schiffahrt betreffen. Dieselben haben besonders für bewegliche Brücken grofse Bedeutung, weil den Schiffen die Lage des Überbaues weithin kenntlich gemacht werden mufs. Bei festen Brücken genügen einige grofse, nachts gewöhnlich rotes Licht zeigende Laternen, welche die Mitten der zur Durchfahrt dienenden Öffnungen bezeichnen. An der vorhin bezeichneten Weserbrücke, deren Baubeschreibung (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215) sich durch eingehende Besprechung der Nebenanlagen auszeichnet, ist aufserdem eine Einrichtung getroffen, um den Schiffern die

---

geformte Pfeiler der Viktoria-Brücke. Zeitschr. f. Bauw. 1860. — Eiserne Eisbrecher der Brücke über den Niemen bei Kowno. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 54. — Eiserne Eisbrecher der Brücke bei Dünaburg über die Dwina. Nouv. ann. de la constr. 1863, April. — Notice sur quelques ponts métalliques des chemins de fer russes. Ann. des ponts et chaussées 1864, Sept. u. Okt. — Eiserne Eisbrecher in der Weser zu Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 46. — Eiserne Panzer für Brückenpfeiler. Dingler's polytechnisches Journal 1881, Band 240, S. 77. — Henket, Waterbouwkunde. XIV. Afd. Bruggen. Pl. 44, 45, 52.

[121]) Deutsches Bauhandbuch. III. Baukunde des Ingenieurs, S. 52. — Handbuch der Baukunde. Der Wasserbau von L. Franzius. Berlin 1890. S. 272. — Lohse, Rheinbrücke zu Köln. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 175. — Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Daselbst 1876, S. 35. — Schiffahrtseinrichtungen an den Oderbrücken zu Dyrenfurth u. s. w. Deutsche Bauz. 1876, S. 23. — Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 243. — (In den Baubeschreibungen der Rheinbrücke und der beiden Weichselbrücken findet sich auch Beachtenswertes über Nebenanlagen für militärische Zwecke.)

unter dem Überbau vorhandene lichte Höhe jederzeit anzuzeigen. Auf weifsem und nachts erleuchtetem Milchglase werden täglich dreimal Ziffern von etwa 0,5 m Höhe befestigt, welche jenen Abstand angeben.

3. Anlagen für die Zwecke der Landesverteidigung. Bei gröfseren Eisenbahnbrücken, mitunter auch bei Strafsenbrücken, pflegt die Militärverwaltung zu verlangen, dafs die Verkehrswege durch Zerstörung wenigstens eines Teils der Brücke sich nötigenfalls unterbrechen lassen, sowie, dafs eine Sperrung und eine militärische Bewachung der Wege auch ohne Zerstörung ausführbar ist. Dem erstgenannten Zweck dienen Anlagen für Sprengung, dem zweiten Blockhäuser, Tore u. s. w.

Behufs Sprengung einzelner Pfeiler der Brücken sind Minenkammern, d. h. Hohlräume, welche in den Pfeilern ausgespart sind, an geeigneten Stellen anzulegen. Dieselben müssen zugänglich sein, wenn auch nicht in bequemer Weise. Mitunter werden sie durch ein kleines Pulvermagazin ergänzt; bei dem wiederholt erwähnten Ruhrviadukt der Rheinischen Bahn, dessen Beschreibung näheres über die Minenkammern enthält, ist ein solches Magazin beispielsweise in einem der Böschungskegel eingebaut.[122]) Für die Mannschaft, welche die Sprengung vorbereitet und den Befehl zur Ausführung derselben erwartet, werden nicht selten Wachthäuser in Verbindung mit der Brücke erbaut.

Vorrichtungen zur Absperrung und zur Verteidigung der Brücken werden bei Festungen gefordert. Die ersteren bestehen in starken eisernen Toren, welche nach Bedarf geschlossen werden. Die Tore, welche vorkommendenfalls Bahn und Strafse sperren, lehnen sich an seitlich angebrachte Wachthäuser, auch in den mittleren Teilen der Endpfeiler werden wohl Räume für eine Besatzung ausgespart. Man vergleiche hierüber u. a. die in den Anmerkungen 116 u. 121 bezeichneten Mitteilungen, ferner G. Meyer und Hinrichs, Warthebrücke bei Posen. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 41.

4. Hochbauten. Von den mit Brücken in Verbindung stehenden Hochbauten sind hier die Häuser für Brückengeld-Einnehmer und für Brückenwärter hervorzuheben. Die für militärische Zwecke erforderlichen Gebäude sind im vorstehenden bereits erwähnt. Hochbauten für die Zwecke des Handels u. s. w. wurden früher nicht ganz selten mit den Brücken verbunden, aus neuerer Zeit liegen nur vereinzelte Beispiele vor, u. a. in einigen Viadukten der Berliner Stadtbahn, deren Bogenstellungen mit Verkaufsläden versehen sind. Auch der Holborn-Viadukt (London) gehört insofern hierher, als derselbe mit mancherlei nutzbaren Räumen ausgestattet ist (s. Builder 1869, S. 326).

Die Häuser für Brückengeld-Einnehmer können an beiden oder nur an einem Ende einer Brücke errichtet werden, letzteres erleichtert die Kontrolle und ist deshalb von vornherein vorzuziehen. Es empfiehlt sich aber, auch in diesem Falle die beiden Verkehrsrichtungen zu berücksichtigen und an beiden Seiten des Weges ein Gebäude, etwa ein gröfseres und ein kleineres, zu errichten. Zur Ausführung eignen sich je nach Umständen Schilderhäuser, Häuser, welche nur einen Dienstraum enthalten, und solche, welche aufserdem noch mit Wohnungen versehen sind, ähnlich wie bei den verwandten Ausführungen für Bahnbewachung. Als Hauptteil ist das Schalterfenster zu bezeichnen, an welchem das Brückengeld bezahlt wird. Dasselbe sollte leicht zugänglich, aber vor Wind möglichst geschützt sein. — Ein Beispiel bietet u. a. die Fufsgängerbrücke über die Saale bei Weifsenfels (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 23). An dem einen Ende der Brücke liegt ein gröfserer Dienstraum von 3 auf 5 m und gegenüber ein Schilderhaus von 2 auf 2 m Grundfläche. Der erstere kehrt seine schmale

---

[122]) Über Sprengungen s. auch Ann. des ponts et chaussées 1873, Dez., S. 378.

Seite, in welcher sich das Schalterfenster befindet, dem Fufswege zu, die neben dem Fenster befindliche Tür ist etwas zurückgesetzt; der Einnehmer hat hierdurch freien Blick auf den Weg. Vor den bezeichneten Häusern sind selbstzählende Drehkreuze angebracht.

Wohnhäuser für Brückenwärter oder mindestens Wachträume sind bei Eisenbahnbrücken, namentlich bei Drehbrücken, unentbehrlich. Sie werden oft unabhängig von der Brücke erbaut und wie die Gebäude für sonstige Bahnwärter behandelt. Man kann aber auch die betreffenden Räume in turmartige Endabschlüsse der Brücken oder in Portalbauten legen.

Literatur,

die Brücken im allgemeinen betreffend.[123])

Perronet, Description de projects et de la construction des ponts de Neuilly, de Mantes, d'Orléans etc. mit Atlas. Paris 1788.

Wiebeking, C. Fr., Beiträge zur Brückenbaukunde. München 1809.

Gauthey, Traité de la construction des ponts. Paris 1809/13.

Rondelet, Traité de l'art de batir. Paris 1812. Deutsch: Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu bauen. 5 Bände. Darmstadt 1833.

Sganzin, J., Grundsätze der Brücken-, Kanal- und Hafenbaukunde, deutsch von Lehritter und Straufs. Regensburg 1832.

Ghega, C., Über nordamerikanischen Brückenbau. Wien 1845.

Cresy, An encyclopaedia of civil engineering, historical, theoretical and practical. London 1847 (new impression 1872).

Etzel, C., Brücken und Talübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1856.

Etzel, C., Supplement zu den Brücken und Talübergängen schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1859.

Becker, M., Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 2. Band. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1854. (4. Aufl. 1873.)

Müller, H., Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860.

Schwarz, F., Der Brückenbau. Berlin 1866.

Perdonnet et Polonçeau. Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Paris 1867.

Humber, W., A record of the progress of modern engineering. London 1868.

Henz, B., Normalbrücken und Durchlässe nebst den zur Veranschlagung derselben erforderlichen Raumermittelungen. 2. Aufl. Berlin 1869.

Röbling, J. A., Long and short span railway bridges. New York 1869.

Heinzerling, F., Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870 (mit zahlreichen Literatur-Angaben über ältere Brücken).

Maw u. Dredge, Modern examples of road and railway bridges; illustrating the most recent practice of leading engineers in Europe and America. London 1872.

Schön, J. G., Ritter v., Brückenbauten in Nord-Amerika. Wien 1873.

Malézieux, M., Travaux publics des états-unis d'Amerique en 1870. Paris 1873.

Mary, M., Cours de routes et ponts. Paris 1873.

Whipple, S., An elementary and practical treatise on bridge building. 2. Aufl. New York 1873.

Baker, Long-span railway bridges and short-span railway bridges. Comprising investigations on the comparative theoretical and practical advantages of the various adopted or proposed type systems of construction. London 1873.

Grover, Iron and timber railway superstructures and general works. London 1874.

Debauve, Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 10. Fasc. Ponts et viaducts en maçonnerie. Paris 1875. 11. Fasc. Ponts et viaducts en bois et en métal. Paris 1874.

Kaven, A. v., Disposition von Brücken und praktische Details, 20 Tafeln mit beigeschriebenem Text. Aachen 1874.

Müller, L., Die europäischen Kriegsbrücken-Systeme, nach den verläfslichsten Quellen bearbeitet. Wien 1874.

[123]) Nach der Zeitfolge geordnet ohne Berücksichtigung der Zeitschriften-Artikel.

Morandière, R., Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal pour routes, canaux et chemins de fer. Paris 1874/76.

Berlin und seine Bauten. Herausgegeben von dem Architekten-Verein zu Berlin. Berlin 1877. — 2. Aufl. Bd. I. Berlin 1896.

Rziha, F., Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. 2. Band. Brückenbau. Wien 1877.

Eisen, Holz und Stein im Brückenbau. Leipzig (G. Knapp) 1878.

Schubert, F. C., Landwirtschaftlicher Wege- und Brückenbau. Handbuch für Landwirte, Kulturtechniker, Forstwirte, Bauleute und Gemeindevorstände. Berlin 1878.

Steiner, F., Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Heft 22 des Berichtes über die Weltausstellung in Philadelphia 1876. Wien 1878.

Bavier, Die Strafsen der Schweiz. Zürich 1878.

Die Bauten, technischen und industriellen Anlagen von Dresden. Herausgegeben von dem sächsischen Ingenieur- und Architekten-Verein und von dem Dresdener Architekten-Verein. Dresden 1878.

v. Leber, Das Eisenbahnwesen in Frankreich zur Zeit der Pariser Weltausstellung i. J. 1878. Wien 1880.

Comolli, L. Ant., Les Ponts de l'Amérique du Nord. Mit Atlas. Paris 1879.

Ludwig, R., Das Entwerfen einfacher Bauobjekte im Gebiete des Eisenbahn-Ingenieurwesens. Weimar 1884. I. Band. Wegbrücken (Wegüberführungen) in Stein, Eisen und Holz.

Heinzerling, F., Die Brücken der Gegenwart. Systematisch geordnete Sammlung der geläufigsten neueren Brückenkonstruktionen zum Gebrauche bei Vorlesungen und Privatstudien über Brückenbau, sowie bei dem Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen von Brücken zusammengestellt und mit Text begleitet.

Abteilung I. Eiserne Brücken. Heft 1. Eiserne Balkenbrücken mit Massiv- und Blechträgern. Heft 2. Eiserne Balkenbrücken mit gegliederten Parallelträgern. Heft 3. Eiserne Balkenbrücken mit polygonalen Gurten. Heft 4. Eiserne Bogenbrücken. Heft 5. Eiserne Hängebrücken. Heft 6. Eiserne Viadukte auf eisernen Pfeilern.

Abteilung II. Steinerne Brücken. Heft 1. Durchlässe, Wegebrücken und kleine Flufsbrücken. Heft 2. Strombrücken, Talbrücken, Kanalbrücken und schiefgewölbte Brücken.

Abteilung III. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste.

Abteilung IV. Bewegliche Brücken.

Aachen und Leipzig 1873/1901.

Winkler, E., Vorträge über Brückenbau.

I. Teil. Theorie der Brücken. 1. Heft. Äufsere Kräfte gerader Träger. 2. Heft. Innere Kräfte gerader Träger. 3. Heft. Äufsere und innere Kräfte der Bogenträger. 4. Heft. Äufsere und innere Kräfte der Brückenpfeiler.

II. Teil. Brücken im allgemeinen. Steinerne Brücken.

III. Teil. Hölzerne Brücken. 1. Heft. Balkenbrücken. 2. Heft. Gitterbrücken. 3. Heft. Sprengwerkbrücken. 4. Heft. Pfeiler.

IV. Teil. Eiserne Brücken. 1. Heft. Konstruktionselemente und Blechträger. 2. Heft. Gitterträger und Lager gerader Träger. 3. Heft. Sprengwerksträger (inkl. Bogenträger). 4. Heft. Querkonstruktionen. 5. Heft. Hängewerksträger. 6. Heft. Eiserne Pfeiler.

V. Teil. Ausführung der Brücken.

(Erschienen sind I. Teil, 1. u. 2. Heft. III. Teil, 1. Heft. IV. Teil, 2 u. 4. Heft. Einige dieser Hefte in 2. bezw. 3. Aufl.)

Die Bauwerke der Berliner Stadtbahn. Berlin 1886.

Riese, O., Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin 1887.

Gleim, C. O. und Engels, Die Strafsenbrücke über die Norder-Elbe. Berlin 1890.

Lang, G., Zur Entwickelungsgeschichte der Spannwerke des Bauwesens. Riga 1890.

The Forth Bridge. Abdruck aus dem Engineering vom 28. Febr. 1890. London 1890.

Barkhausen, G., Die Forthbrücke (Sonderdruck aus der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing.). Berlin 1888.

Ritter, W., Der Brückenbau in den vereinigten Staaten Amerikas. Zürich 1895.

v. Leibbrand, K., Die König Karl-Brücke über den Neckar zwischen Stuttgart und Cannstatt. Berlin 1895.

Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. Berlin 1896.

Häseler, E., Der Brückenbau. Ein Handbuch zum Gebrauche beim Entwerfen von Brücken in Eisen, Holz und Stein. Teil I. Die eisernen Brücken. Braunschweig 1888/1903.

Baltzer, F., Die elektrische Stadtbahn in Berlin. Berlin 1897.

Die Bonner Rheinbrücke. Festschrift zur Eröffnung der Brücke. Bonn 1898.

Foerster, M., Neue Brückenbauten in Österreich u. Ungarn. Leipzig 1899.

Mehrtens, G., Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Berlin 1900.

Berichte über Wettbewerbe.

Zschetzsche, A., Wettbewerb für zwei Donaubrücken in Budapest. Berlin 1894.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb für eine feste Rheinbrücke bei Bonn. Berlin 1895. Ernst & Sohn.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb für eine feste Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms. Berlin 1896. Ernst & Sohn.

Luck, W. O., Der Wettbewerb um den Entwurf einer festen Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms. Berlin 1897. J. Springer.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb für eine feste Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms. Berlin 1896. Ernst & Sohn.

Bernhard, C., Der Wettbewerb um den Entwurf einer Strafsenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Berlin 1901. J. Springer.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb um den Entwurf einer festen Strafsenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Berlin 1901. Ernst & Sohn.

Theoretische Werke, Sammelwerke und Hilfsbücher.

Navier, M., Resumé des leçons données à l'école des Ponts et chaussées, sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines. Paris 1833/38.
3. edit. avec des notes et des appendices par Barré de Saint Venant. Paris 1864.

Navier, M., Mechanik der Baukunst (Ingenieurmechanik) oder Anwendung der Mechanik auf Baukonstruktionen. deutsch von Westphal. Hannover 1851. (2. Aufl. 1878.)

Rebhann, Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen. Wien 1856.

Scheffler, H., Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.

Bresse, M., Cours de mécanique appliquée professé à l'école impériale des ponts et chaussées. 3. Vol. Paris 1859/65.

Ritter, A., Elementare Theorie und Berechnung der Dach- und Brücken-Konstruktionen. Hannover 1863. (5. Aufl. Leipzig 1894.)

Laifsle und Schübler, Der Bau der Brückenträger. Stuttgart 1864. (4. Aufl. 1876.)

Sternberg, H., Zeichnungen über Wasser-, Strafsen- und Brückenbau zu den Vorträgen an der polytechnischen Schule zu Karlsruhe. Karlsruhe 1867.

Collignon, Cours de mécanique appliquée aux constructions. Paris 1869.

Culmann, Die graphische Statik. Zürich 1866. (2. Aufl. Zürich 1875.)

Tetmeyer, L., Die äufseren und inneren Kräfte der statisch bestimmten Brücken- und Dachkonstruktionen. Zürich 1875.

Heinzerling, F., Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. 2. Aufl. Berlin 1876.

Wood, V., Treatise on the theory of the construction of bridges and roofs. 2. Aufl. New York 1876.

Böhlk, A., Statische Berechnung der Balkenbrücken einer Öffnung mit durchbrochenen Wandungen. Hannover 1877.

Deutsches Bauhandbuch. Eine systematische Zusammenstellung der Resultate der Bauwissenschaften mit allen Hilfswissenschaften in ihrer Anwendung auf das Entwerfen und die Ausführung der Bauten. Berlin 1879/94.

Dietrich, E., Brücken in Stein, Eisen und Holz. Umdruckzeichnungen für den Unterricht an der Königl. Bauakademie zu Berlin zusammengestellt. Berlin 1879.

Osthoff, Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesamten Ingenieurwesens. Leipzig 1879.

Burr, H. W., The stresses in bridge and roof trusses, arched ribs and suspension bridges. New York 1880.

Studienblätter aus den Übungen im Entwerfen und Konstruieren in der Abteilung für Bauingenieurwesen der technischen Hochschule in Berlin. Jahrg. 1. 2, Statik der Baukonstruktionen und Brückenbau. Berlin 1880/81.

Stelzel, C., Grundzüge der graphischen Statik und deren Anwendung auf den kontinuierlichen Träger. Graz 1882.

Bernouilli, Ch., Vademecum des Mechanikers oder praktisches Handbuch für Mechaniker, Maschinen- und Mühlenbauer, sowie Techniker überhaupt. Stuttgart und Augsburg. 17. Aufl. 1884.

Carnet de l'ingénieur. Recueil de tables, de formules et des renseignements usuels et pratiques sur les sciences appliquées à l'industrie. 43. édit. Paris 1885.

Des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben von dem Verein „Hütte". 18. Aufl. Berlin 1902.

Ritter, Lehrbuch der Ingenieur-Mechanik. 3. Aufl. Leipzig 1899.

Castigliano, Théorie de l'Équilibre des systèmes élastiques. Turin 1879. Deutsch von Hauff. Wien 1886.
Ritter, W., Anwendungen der graphischen Statik. Teil I. Innere Kräfte im Balken. Zürich 1888.
Teil II. Das Fachwerk. Zürich 1890. Teil III. Der kontinuierliche Balken. Zürich 1900.
Koechlin, M., Applications de la Statique Graphique. Paris 1889.
Müller-Breslau, H., Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Bd. I. 3. Aufl. Leipzig 1901. Bd. II. 3. Aufl. 1. Abt. 1903.
Müller-Breslau, H., Die neueren Methoden der Festigkeitslehre. 2. Aufl. Leipzig 1893.
Mehrtens, G. Chr., Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen u. s. w. Leipzig 1903.
Foeppl, A., Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892.
Keck, W., Vorträge über Mechanik. Hannover 1898, 1900.
Keck, W., Vorträge über graphische Statik. Hannover 1894.
Tolkmitt, G., Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. Berlin 1895.
Weyrauch, J. J., Die elastischen Bogenträger. 2. Aufl. München 1897.
Foeppl, A., Vorlesungen über Technische Mechanik. I. Band. Einführung in die Mechanik. 2. Aufl. Leipzig 1900.
II. Band. Graphische Statik. 2. Aufl. Leipzig 1903. III. Band. Festigkeitslehre. 2. Aufl. Leipzig 1900.
IV. Band. Dynamik. 2. Aufl. Leipzig 1901.

II. Kapitel.

Steinerne Brücken.

Bearbeitet von

M. Foerster,

Ord. Professor für Ingenieurwissenschaften an der Techn. Hochschule in Dresden.

(Hierzu Tafel V bis XIII und 70 Textabbildungen.)

A. Allgemeiner Teil.

§ 1. Einleitung, die geschichtliche Entwickelung.[1]) Die ersten steinernen Brücken des Altertums bestanden aus Steinplatten, welche, durch Steinpfeiler oder aus diesen herauskragende Steine angemessen unterstützt, naturgemäfs nur geringe Weiten gestatteten. Die Herstellung steinerner Brücken mit gröfseren Spannweiten gelang erst mittels der Gewölbekonstruktion, als deren Erfinder Demokritos von Abdera (um 460 v. Chr.) genannt wird. Hervorragend war der Gewölbebau der Etrusker und Römer; zahlreiche Brücken, Wasserleitungsbauten in Italien, sowie den von römischer Herrschaft unterjochten Ländern legen noch heute ein beredtes Zeugnis hiervon ab. Als hervorragendste, zum Teil noch bestehende Bauten aus jener Zeit sind zu nennen: Der Aquadukt von Tarragona, wahrscheinlich aus vorchristlicher Zeit, der Pont du Gard bei Nîmes, die kühnste und vollendetste der Römerbrücken, erbaut unter dem Feldherrn Agrippa (63 bis 13 v. Chr.), aus 3 Stockwerken von zusammen 49 **m** Höhe und Gewölben von 24,5 **m** Weite bestehend, die Aquadukte der Aqua Claudia und des Anio novus (50 n. Chr. beendet), der Pons sublicius über den Tiber in Rom, die milvische Brücke (Ponte molle) oberhalb von Rom (100 v. Chr.), der Pons fabricius (61 v. Chr.), der Pons Aelius (heutige Engelsbrücke) (138 n. Chr.), die Augustus-Brücke über die Marechia in Rimini (30 v. Chr.), der Valens-Aquadukt in Konstantinopel, von Hadrian begonnen, von Valens (378 n. Chr.) vollendet, 625 **m** lang, noch heute in Benutzung u. a. m.

Die älteren dieser Bauten sind auf einfache Steinschüttungen, später auf ein Betonbett gesetzt, wobei Holz sowohl zur Rostbildung als auch zur Umschliefsung der durch Schöpfmaschinen freigehaltenen Baugruben Verwendung fand. Die Gewölbe zeigen stets Halbkreisform. Ein Flachbogen scheint den Römern unbekannt gewesen zu sein; deshalb zeigen ihre Brücken auch starke Anrampungen und kleine Spannweiten; letztere reichen in nur wenigen Fällen an 30 **m** heran.

---

[1]) Vergl. u. a. **Mehrtens**, Der Brückenbau sonst und jetzt. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1898, Heft 1, sowie die §§ 1 bis 5 des Kap. I.

In der Zeit vom Verfalle des Römerreiches bis zur Herrschaft der Karolinger finden sich nur wenige hervorragende Steinbrücken und auch diese nur auf dem von römischer Kultur befruchteten Boden. Aus jener Zeit erscheinen nennenswert: Die gotischen Aquadukte von Spoleto in Italien und Bomfica bei Lissabon, die Teufelsbrücke über den Llobregatfluſs bei Martorell in der spanischen Provinz Barcelona, ein 37 m weit gespanntes Spitzbogengewölbe, u. s. f. Im elften und zwölften Jahrhundert lag die Kunst des Brückenbaues darnieder, die gesamte Baukunst stand im Dienste der Kirche. Hier Wandel zu schaffen, war den Dienern der Kirche selbst vorbehalten durch Gründung der Orden der Brückenbrüder, die vorwiegend im dreizehnten bis fünfzehnten Jahrhundert in Frankreich blühten und von den Benediktiner und Cisterzienser Mönchen ausgingen. Ihrer Tätigkeit verdanken wir wahrscheinlich auch den Flachbogen. Die Pfeiler der Brücken jener Zeit waren noch unverhältnismäſsig stark, und da die Kunst der Römer, auf Beton zu gründen, verloren gegangen war, meist auf massigen Steinschüttungen aufgebaut. Erst zu Beginn des Zeitalters der Renaissance und mit dem Wiedererwachen des Studiums der lateinischen Klassiker — im besonderen Vitruvs De architectura, — schenkte man den früheren Bauweisen erneute Beachtung; jedoch krankten noch viele ältere, aus jener Zeit uns überkommene Steinbrücken an den wenig standhaften Pfeilergründungen. Aus jener Zeit sind bemerkenswert: Die alte Donaubrücke zu Regensburg (1135 bis 1146 erbaut), die Rhonebrücke zu Avignon (1178 vollendet, 1602 zum Teil zerstört), die Elbbrücke (Augustus-[*])Brücke zu Dresden, wahrscheinlich aus dem elften Jahrhundert stammend und zu Beginn des vierzehnten Jahrhunderts massiv erbaut, die Themsebrücke in London, 1209 vollendet, die Karlsbrücke in Prag (1357 bis 1502), die Trinitatisbrücke in Florenz, aus dem dreizehnten Jahrhundert stammend, zum erstenmale die Anwendung eines Korbbogens zeigend u. s. f.

Gegenüber diesen Bauten zeichnen sich die des späteren Mittelalters durch gröſsere Kühnheit aus; diese zeigt sich sowohl in der Vergröſserung der Spannweite, wie in der Verringerung des Pfeilverhältnisses des Bogens, der Gewölbe- und der Pfeilerstärke. Als bekannteste Vertreter dieser Entwickelungszeit seien genannt: die Burgbrücke in Verona aus dem Jahre 1354 mit 44,4 m Weite, die Addabrücke in Trezzo in Italien, 1370 bis 1377 mit 73 m Stützweite erbaut, jedoch 1416 zerstört, die Brioudebrücke über den Allier in Frankreich, 54 m weit mit einer Schluſssteinstärke von 1 : 41 der Lichtweite, 1454 erbaut und im Anfange des neunzehnten Jahrhunderts eingestürzt, die Fleischerbrücke zu Nürnberg (1599 vollendet), der Rialtobrücke zu Venedig (1587 bis 1591) nachgebildet und zum erstenmale gewölbartig verlängerte Widerlager zeigend.

Die neueren Errungenschaften auf dem Gebiete des Steinbrückenbaues danken wir in erster Linie den Franzosen, welche nach Stiftung der Akademie der Baukunst zu Paris 1671 und nach Gründung der *école des ponts et chaussées* im Jahre 1760 Gelegenheit fanden, auch der wissenschaftlichen Seite des Faches die erforderliche Beachtung zu schenken. Die Erfolge dieser Tätigkeit, welche sich in einer weiteren Verringerung der Pfeilverhältnisse der Gewölbe und ihrer Stärke zeigen, knüpften sich im besonderen an den Namen Perronet, den genialen Erbauer der Némours-, Pontoise- und Neuillybrücke mit Pfeilverhältnissen von 1 : 17 bis 1 : 11.

Waren früher zum Bau der Gewölbe fast ausschlieſslich schwere, sauber bearbeitete und durch wenig Mörtel zusammengehaltene Bausteine verwendet worden.

---

[*]) Den Namen Augustus-Brücke erhielt das ehrwürdige Bauwerk nach dem durch Friedrich August I. den Starken in den Jahren 1727 bis 1729 erfolgten, bis heute wenig veränderten Umbau; vergl. Die Geschichte der Dresdener Augustusbrücke von M. Foerster. Dresden 1902, A. Dressel.

so liefs die neuere Zeit, wiederum unter Frankreichs steter Führung, an Stelle der Quader roh behauene Bruchsteine treten, deren Zusammenhang, nachdem die Erzeugung eines einwandfreien Zementmörtels gelungen war, vorwiegend auf dessen Festigkeit und Dauerhaftigkeit beruht. Zugleich lehrten die Franzosen die sachgemäfse Herstellung grofser Bruchsteingewölbe: ihren Aufbau in einzelnen Ringen, meist von verschiedenen, z. T. künstlichen Widerlagspunkten aus beginnend, das Aussparen von Lücken während des Baues, sowie das Schliefsen des Bogens an einer Anzahl von Stellen zu gleicher Zeit, Gesichtspunkte, die noch heute die Bruchsteinausführungen beherrschen. Vorbildlich wurden die 1882 bis 1884 erbauten Brücken der Bahnstrecke Montauban-Castres, die Lavaur-Brücke, 61,5 m weit gespannt, die Antoinette-Brücke mit 50 m Weite, sowie die Brücke von Castelet bei Ax über die Ariège im Zuge der Linie Tarascon-Ax, 41,2 m weit. Ihnen folgten: in Österreich die grofsen Bruchsteinbrücken der Bahnlinie Stanislau-Woronienka in Galizien, hier im besonderen die 65 m Lichtweite zeigende Pruthbrücke bei Jaremcze — 1893 erbaut, — in Deutschland u. a. die grofsen Steingewölbe in der Verlängerung der Höllentalbahn in Baden zwischen Neustadt und Donaueschingen (die Gutachbrücke mit 64 m, die Schwändelholzbrücke mit 57 m Lichtweite), die neuen Isarbrücken in München (Gelenkbrücken mit Stützweiten bis zu 64,0 m), sowie die Strafsenbrücke über das Syratal bei Plauen i. V. mit 90 m Weite, endlich in Luxemburg die Pétrusse-Strafsenbrücke mit 72 m Kämpferweite und 84 m Abstand der verlorenen Widerlager.

Als weitere Entwickelungsstufen im Bau massiver Brücken und zwar nach der Seite einer gesteigerten Verwendung des Mörtels gegenüber dem Steinmaterial hin, sind zu nennen: Die heute zu grofser Bedeutung und Vollkommenheit gelangten Brückenbauten aus Stampfbeton mit Gelenken und ohne solche; die Gelenke, nach Vorschlag und Ausführungen (1880)[*]) von Köpcke in Scheitel und Kämpfern liegend, geben dem Gewölbe die Form eines Dreigelenkbogens, also eines statisch bestimmten Systems. Die Zweifel, ob Stampfbetongewölbe ausreichend sicher seien, gehoben zu haben, ist das Verdienst des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, welcher durch die aufs sorgfältigste vorbereiteten und geleiteten Belastungsversuche mit derartigen Gewölben zu Purkersdorf im Jahre 1892 erwiesen hat, dafs sie den besten Bruchsteingewölben nicht nachstehen. Als bekanntere und für die Folgezeit vorbildlich gewordene Ausführungen in Stampfbeton seien erwähnt: Die Donaubrücke zu Inzigkofen, von M. Leibbrand (Sigmaringen) 1895 erbaut, mit 44 m Lichtweite und offenen Gelenken, die Donaubrücke zu Munderkingen, 50 m weit gespannt, 1893 nach den Entwürfen von K. v. Leibbrand (Stuttgart) erbaut, die Flutbrücke im Zuge der neuen Eisenbahnbrücke zu Dresden über die Elbe und viele andere mehr.

Die neueste Entwickelungsstufe bezeichnet die Verwendung von Eisen in Verbindung mit Beton zum Gewölbebau, um hierdurch die Konstruktion zu befähigen, auch erheblichere Zugkräfte aufzunehmen, für deren Überleitung Stein- und Betonmaterial in nur geringem Mafse geeignet sind. Die verschiedenen hier in Frage kommenden Systeme, Monier, Melan, Hennebique, Moeller u. s. f., gelangen an anderer Stelle dieses Werkes zu ausführlicher Besprechung.

Während das neunzehnte Jahrhundert zunächst eine starke Bevorzugung der Eisenkonstruktionen im Brückenbau brachte, und hierdurch die Steinkonstruktionen eine

[*]) Ausgeführt 1880 seitens der sächsischen Staatseisenbahnen auf der Berggiefshübler Bahn (vergl. auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374).

Zeitlang in den Hintergrund gedrängt zu sein schienen, hat sich seit etwa einem Menschenalter eine bemerkenswerte Wandlung vollzogen. Wie aus den vorstehenden Ausführungen hervorgeht, sind in dieser Zeit in dem Entwerfen und der Ausführung steinerner Brücken ebenso grofse Fortschritte gemacht worden, wie auf dem Gebiete der eisernen Brücken, vorwiegend unter Frankreichs Führung. Diese Fortschritte, welche sich ebenso auf die sorgfältigste Berechnung der Brücken und Ausarbeitung des Entwurfes, wie eine einwandfreie Untersuchung und Beurteilung der Baustoffe, und eine sachgemäfse Herstellung des Bauwerkes erstrecken, haben auch dazu geführt, dafs bei neuen allgemeinen Wettbewerben der Massivbau den Kampf mit dem Eisen aufnehmen konnte; erwähnt seien hier die Entwürfe von Krone (1896) zur Überbrückung des Rheins bei Worms durch bis 100 m weit gespannte Steingewölbe (Allg. Bauz. 1898, S. 19), sowie das Projekt von Grün und Bilfinger (1901) zur Erbauung eines kühnen Steingewölbes von 113 m Lichtweite über den Neckar zu Mannheim.

§ 2. Die angreifenden Kräfte. Die Brücken haben Verkehrszwecken zu dienen. Die Verkehrslasten werden durch die Fahrbahn auf das Gewölbe und schliefslich auf die Pfeiler und die Fundamente übertragen, sind aber hier nicht die wichtigsten angreifenden Kräfte. Es ist vielmehr eine Eigentümlichkeit der steinernen Brücken, dafs das Eigengewicht des Gewölbes und seiner ruhenden Belastung fast ausnahmslos bedeutend gröfser ist, als die Verkehrsbelastung der Brückenfahrbahn. Aufser der Verkehrsbelastung und dem Eigengewichte von Fahrbahn, Zwischenkonstruktion und Hauptgewölbe kommt für hohe Brücken noch der Winddruck und für die Widerlager der Erd- und Wasserdruck in Betracht.

Sowohl die Verkehrs- als die Eigengewichtslasten werden durch Belastungsgleichwerte, welche zweckmäfsig in Raumeinheiten des Gewölbemauerwerkes auszudrücken sind, dargestellt. Einer Belastung von p t für 1 qm Gewölbe entspricht mithin die Höhe eines Belastungsgleichwertes im Gewölbematerial vom spezifischen Gewichte γ $h = \frac{p}{\gamma}$ in Metern.

1. Verkehrsbelastung. Mit Einzellasten zu rechnen ist bei steinernen Brücken ihres grofsen Eigengewichtes wegen in der Regel nicht nötig, wenigstens nicht für das Hauptgewölbe, auf welches die Einzellasten (Raddrücke) durch die Fahrbahn und die Zwischenkonstruktion gleichmäfsig auf eine gröfsere Fläche übertragen werden. Es genügt deshalb meist, die Einzellasten durch eine gleich schwere, gleichmäfsig verteilte Belastung zu ersetzen und deren Gewicht auf eine Fahrbahnfläche von angemessener Gröfse verteilt anzunehmen. Diese letztere entspricht im allgemeinen ungefähr der Grundfläche, welche ein beladener Wagen auf der Fahrbahn einnimmt und es beträgt demnach z. B. der Belastungsgleichwert für einen Frachtwagen von 20 t Gewicht bei 3,0 m Ladebreite und 8 m Länge des Wagenkastens

$$\frac{20}{8{,}0 \,.\, 3{,}0} = 0{,}83 \text{ t/qm}.$$

Um einen möglichst ungünstigen Belastungsgleichwert zu bestimmen, mufs man die zu untersuchende Strecke der Fahrbahn mit den schwersten Verkehrslasten besetzt annehmen und für die einseitige Belastung einer Gewölbehälfte die schwersten Lasten in die Nähe des Gewölbescheitels stellen. Bei kleinen Spannweiten ergibt sich hierbei ein gröfserer Belastungsgleichwert als für grofse Brücken, indem neue Einzellasten erst in den durch die Beschaffenheit der Fahrzeuge bedingten Abständen hinzukommen können, beispielsweise auf die Raddrücke eines Frachtwagens die viel leichtere Be-

spannung folgt. Aus dem gleichen Grunde ist für die einseitige Belastung einer Brücke ein gröfserer Belastungsgleichwert als für ihre volle Belastung anzunehmen, ein Umstand, der sehr wichtig ist und nicht aufser acht gelassen werden sollte. Um Irrtümer zu vermeiden, empfiehlt es sich, in den Formeln für die Belastungsgleichwerte nicht die Spannweite l des Gewölbes, sondern die belastete Fahrbahnlänge z, welche bei voller Belastung $= l$, bei einseitiger Belastung dagegen $= \frac{l}{2}$ anzunehmen ist, einzuführen.[4])

a) Eisenbahnbrücken. Die stellvertretende Verkehrslast wird gewöhnlich für 1 lfd. m Gleis angegeben. Diese Belastung verteilt sich auf einen Gewölbestreifen von der Breite

$$b = \text{Schwellenlänge} + 1{,}0 \text{ bis } 1{,}5 \text{ m},$$

je nach der Stärke der Unterbettung oder der für 1 Gleis wirklich vorhandenen Breite der Brücke zwischen den Gewölbestirnen.

Als zweckmäfsigster Wert für b kann 3,5 bezw. 4 m eingeführt werden. Legt man zur Ermittelung der Belastungsgleichwerte für den Belastungszug die neuen Vorschriften der preufsischen Staatsbahnen[5]) zu Grunde (Kap. I, S. 74), welche, falls alle 5 Achsen Platz finden, eine 12 m lange fünfachsige Lokomotive mit 17 t Achsdruck und 1,5 m gegenseitiger Achsentfernung vorschreiben, so wird bei einer Belastungslänge von 9 m die Gesamtbelastung für 1 lfd. m Gleis $Q = 5 . 17 = 85$ t, und mithin der Belastungsgleichwert $= Q$ bei $b = 3{,}5$ bezw. 4,00 m

$$Q_1 = \frac{85}{3{,}5 . 9} = 2{,}7 \text{ t/qm}; \quad Q_2 = \frac{85}{4{,}0 . 9} = \text{rd. } 2{,}4 \text{ t/qm}.$$

Bei 18 m Brückenweite und der ungünstigsten Laststellung — zwei mit den Köpfen zusammenstehenden Maschinen — beträgt die Gesamtlast 8 . 17 t, mithin wird hier $Q_1 = \frac{8 . 17}{3{,}5 . 18} = \text{rd. } 2{,}2$ t/qm, $Q_2 = \frac{8 . 17}{4{,}0 . 18} = \text{rd. } 1{,}9$ t/qm; bei 36 m Zuglänge kommen zwei Maschinen mit ihren Tendern in Frage; das Gesamtgewicht beträgt: $10 . 17 \text{ t} + 6 . 13 \text{ t} = 170 \text{ t} + 78 \text{ t} = 248$ t; es ergibt sich $Q_1 = \frac{248}{3{,}5 . 36} = \text{rd. } 2{,}0$ t/qm, $Q_2 = \frac{248}{4{,}0 . 36} = 1{,}7$ t/qm. Diese Werte nehmen nur wenig ab mit Vergröfserung der Belastungslänge und Brückenweite; bei 50 m z. B. ergibt sich $Q_1 = \text{rund } 1{,}8$, $Q_2 = \text{rd. } 1{,}7$ t/qm, bei 60 m: $Q_1 = \text{rd. } 1{,}7$, $Q_2 = \text{rd. } 1{,}5$ t/qm.

Ist jedoch die Belastungs- oder Brückenlänge geringer als 9 m, findet also die fünfte Lokomotivachse nicht mehr vollkommen Platz, so sind schwerere Lasten zur Ermittelung der Belastungsgleichwerte einzuführen (vergl. die Anmerkung). Es ergibt sich alsdann:

Belastungslänge:	Gesamtlast:	Belastungsgleichwerte: Q_1 bei $b = 3{,}5$ m	Q_2 bei $b = 4{,}0$ m
6,00 m	4 × 18 t = 72 t	3,4 t/qm	3,0 t/qm
4,50 m	3 × 19 t = 57 t	3,6 „	3,2 „
3,00 m	2 × 20 t = 40 t	3,8 „	3,3 „
1,50 m (oder weniger)	1 × 20 t = 20 t	3,8 „	3,3 „

[4]) Werden, wie weiter unten gezeigt, Lastscheiden ermittelt, so bestimmt deren Lage die betreffenden Belastungsstrecken.

[5]) Zugrunde gelegt ist hierbei ein Lastenzug nach den neuen Belastungsvorschriften der preufsischen Staatsbahnen vom April 1901 (vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 381) mit einem Lokomotivraddrucke von 8,5 t und 1,5 m Abstand der fünf Achsen, jedoch mit der Einschränkung, dafs, falls nur 1 oder 2 Achsen zur Wirkung gelangen, diese zu je 20 t, bei Belastung durch 3 Achsen diese zu 19, bei 4 Achsen zu 18 t zu rechnen sind (Kap. I, S. 74).

Es stellen sich mithin bei Hauptbahnen und unter Einführung der oben angegebenen Lasten die Belastungsgleichwerte für Zuglängen bezw. Brückenlängen $= z$ zu:

$z =$ bis	3,0	3,0—6,0	6,0—9,0	9,0—18,0	18,0—36,0	36,0—60,0 m und darüber
$Q_1 = (b = 3{,}5$ m)	3,8	3,8—3,4	3,4—2,7	2,7—2,2	2,2—2,0	2,0—1,7 t/qm
$Q_2 = (b = 4{,}0$ m)	3,3	3,3—3,0	3,0—2,4	2,4—1,9	1,9—1,7	1,7—1,5 t/qm.

Rechnet man das spezifische Gewicht des Gewölbemauerwerks aus Ziegelsteinen zu rd. 1,8, dasjenige aus Bruchsteinen oder Beton zu rd. 2,3, so ergeben sich aus den Werten Q_1 und Q_2 für genannte Baustoffe die den Belastungsgleichwerten entsprechenden Belastungshöhen p_1 bezw. p_2. Diese bezeichnen also die Höhe der Aufmauerung in Gewölbematerial, welches als Ersatz der Lasten gedacht wird. Wird, wie weiter unten hervorgehoben, stets ein Gewölbestreifen von 1 m Tiefe betrachtet, so ergeben sich die p-Werte, da sie aus den für 1 qm Belastungsfläche gegebenen Q-Werten abgeleitet sind, direkt — in m — für den Gewölbestreifen

	$z =$	bis 3,0	3,0—6,0	6,0—9,0	9,0—18,0	18,0—36,0	36,0—60,0 m
Ziegelgewölbe	$p_1 =$	2,1	2,1—1,9	1,9—1,5	1,5—1,2	1,2—1,1	1,1—0,95 m
	$p_2 =$	1,7	1,7—1,5	1,5—1,2	1,2—0,95	0,95—0,87	0,87—0,74 m
Bruchstein- oder	$p_1 =$	1,8	1,8—1,7	1,7—1,3	1,3—1,05	1,05—0,95	0,95—0,83 m
Betongewölbe	$p_2 =$	1,4	1.4—1,3	1,3—1,0	1,0—0,82	0,82—0,74	0,74—0,65 m

Zwischenliegende Werte können nach Bedarf durch Einschaltung ausreichend genau bestimmt werden.

Bei Nebenbahnen empfiehlt es sich, für Brücken oder Laststellungen unter 10 m mit Belastungshöhen von $p_1 = 1{,}00$, $p_2 = 0{,}80$, von 10 bis 20 m mit $p_1 = 0{,}85$, $p_2 = 0{,}65$, über 20 m mit $p_1 = 0{,}65$, $p_2 = 0{,}50$ m zu rechnen.

Die vielfach für Eisenbahnbrücken von 10 bis 60 m Spannweite verwendete Formel zur Ermittelung der auf Gewölbemauerwerk bezogenen Belastungshöhen:

$$p = \frac{1}{\gamma}\left(1{,}20 + \frac{6{,}55}{z}\right) \qquad 1.$$

liefert gegenüber den oben auf Grund der tatsächlichen Lokomotivenlasten ermittelten Werten zu kleine Ergebnisse.

Für die volle Belastung einer Eisenbahnbrücke von 30 m Weite und $\gamma = 2{,}3$ ergibt sich z. B. aus Formel 1: $p_2 = \frac{1}{2{,}3}\left(1{,}2 + \frac{6{,}55}{30}\right) =$ rd. 0,62 m, während aus der obigen Zusammenstellung rund 0,80 m folgt; für die einseitige Belastung einer Gewölbehälfte $\left(z = \frac{30}{2} = 15\right)$ wird: $p_2 = \frac{1}{2{,}3}\left(1{,}2 + \frac{6{,}55}{15}\right) = 0{,}72$, während die obige Tabelle den Wert $p_2 = 0{,}93$ liefert.

b) Strafsenbrücken. α. Die Raddrücke der schwersten Fuhrwerke mit Radständen von 3 bis 4 m betragen 5 bis 6 t und es folgt darauf eine Bespannung mit 6 Pferden von je 0,35 t Gewicht. Die Länge dieser Wagen beträgt etwa 8 m ohne und 21 m mit Bespannung. Bei 3 m Verteilungsbreite gibt dies ein Durchschnittsgewicht von 0,8 bis 1,0 t/qm ohne Bespannung und von 0,35 bis 0,40 t/qm mit Bespannung.

β. Schweres Landfuhrwerk ist etwa 7,5 m lang, 2,5 m breit und 10 t schwer. Dabei stellt sich die Durchschnittsbelastung ohne die Bespannung auf 0,54 t/qm und mit Bespannung (4 Pferde auf 7 m Länge) auf:

$$\frac{10 + 4 \cdot 0{,}35}{2{,}5\,(7{,}5 + 7{,}0)} = 0{,}31 \text{ t/qm.}$$

γ. Die Belastung durch Menschengedränge wird mit 350 bis 500 kg/qm, im Mittel 400 kg/qm in Rechnung gestellt und fällt somit bei grofsen Brücken schwerer aus, als

die Belastung durch die schwersten Fuhrwerke, während die letztere Belastungsart um so gröfsere Belastungsgleichwerte liefert, je kürzer die belastete Fahrbahnlänge ist.

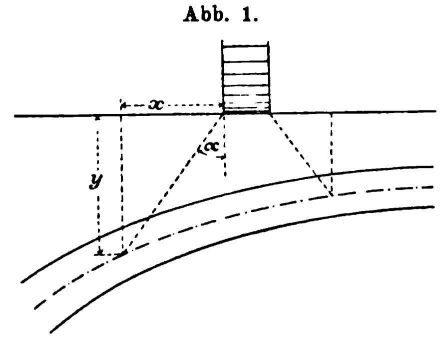
Die auf Gewölbemauerwerk von $\gamma = 1{,}8$ bezw. $2{,}3$ bezogenen Belastungshöhen sind somit:

	$\gamma = 1{,}8$	$\gamma = 2{,}3$
α. Für schwerste Fuhrwerke		
ohne Bespannung $z = 8{,}0$ m . . .	0,45—0,55	0,35—0,43 m
mit Bespannung $z = 21{,}0$ m . . .	0,19—0,22	0,15—0,17 m
β. Schweres Landfuhrwerk		
ohne Bespannung $z = 7{,}5$ m . . .	0,30	0,24 m
mit Bespannung $z = 14{,}5$ m . . .	0,17	0,14 m
γ. Menschengedränge von i. M. 400 **kg/qm**,		
Belastungsausdehnung beliebig . . .	0,22	0,17 m

Die Belastung durch Chausseewalzen kommt derjenigen durch schwere Frachtwagen ungefähr gleich; als Belastungshöhen empfehlen sich: $p = 0{,}60$ bezw. $0{,}45$ m bei $\gamma = 1{,}8$ bezw. $= 2{,}3$.

Will man die Einzellasten genauer berücksichtigen, was bei der Berechnung kleiner Brücken, sowie der sogenannten Spargewölbe unter Umständen notwendig sein wird, so kann man die belastete Grundfläche, auf welche sich die Einzellast gleichmäfsig verteilt, in der aus Abb. 1 ersichtlichen Weise konstruieren. Die Linien, unter welchen sich der Druck auf das Gewölbe überträgt, werden von der Fahrbahn aus unter α° Neigung gegen die Lotrechte gezogen; ihre Schnittpunkte mit der Gewölbemittellinie geben die gesuchte Belastungsoberfläche. Für den gebräuchlichen Wert von $\alpha = 35^\circ$ ist $tang\,\alpha = 0{,}70$ und $x = y \,.\, tang\,\alpha = 0{,}70 \,.\, y$.

Abb. 1.



Formeln für Strafsenbrücken. Für schwer belastete Stadtstrafsenbrücken empfiehlt sich zur Berechnung der auf Gewölbematerial bezogenen Belastungshöhe die Gleichung:

$$p = \frac{1}{\gamma}\left(0{,}44 + \frac{1{,}4}{z}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2.$$

sowie für Landstrafsenbrücken:

$$p = \frac{1}{\gamma}\left(0{,}36 + \frac{1{,}2}{z}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3.$$

Beispiel. 1. Für die volle Belastung einer Landstrafsenbrücke von 20 m Spannweite erhält man, wenn $\gamma = 2{,}3$ zu setzen ist,

$$p = \frac{1}{2{,}3}\left(0{,}36 + \frac{1{,}2}{20}\right) = \text{rd. } 0{,}18 \text{ m},$$

d. h. einen Wert, welcher der durch Menschengedränge von 400 **kg/qm** gebildeten Belastung entspricht, und höher ist als ein aus schwerem Landfuhrwerk abgeleiteter.

2. Für die einseitige Belastung einer Gewölbehälfte einer 10 m weit gespannten, aus Ziegeln erbauten Stadtstrafsenbrücke ($\gamma = 1{,}8$) ergibt sich:

$$p = \frac{1}{1{,}8}\left(0{,}44 + \frac{1{,}4}{5}\right) = \text{rd. } 0{,}40 \text{ m},$$

was annähernd dem oben für schwerste Fuhrwerke ermittelten Werte entspricht.

2. Ständige Belastung. Diese besteht aus dem Gewichte der Fahrbahntafel, der Zwischenkonstruktion und des Hauptgewölbes. Auch hier ist es notwendig, alle Ge-

wichte auf Masseneinheiten des Gewölbebaustoffes zu beziehen und die bezüglichen Belastungsschichten in dem Längenschnitte der Brücke über dem Hauptgewölbe aufzutragen. Die obere Begrenzung der Belastungsfläche wird dann im allgemeinen etwas von der Fahrbahnoberfläche abweichen. Die Belastungshöhen kann man durch Anordnung von Hohlräumen in der Zwischenkonstruktion oder durch Wahl von leichterem Füllstoffe innerhalb gewisser Grenzen vermindern bezw. durch Wahl besonders schwerer Überschüttungsstoffe vergröfsern. Wann das eine oder das andere notwendig ist, ergibt der Verlauf der Drucklinien im Gewölbe und die Gröfse der hierdurch bedingten Spannungen. Für die Belastungshöhe im Scheitel ergibt sich ein unterer Grenzwert aus der Konstruktion der Fahrbahntafel.

a) Das Gewicht der Brückenbahn. Eisenbahnbrücken erfordern ein zum mindesten 0,5 **m** tiefes Schotter- oder Kiesbett für die sichere Lagerung und Unterstopfung der Querschwellen. Das Gewicht der Brückenbahn beträgt alsdann etwa 1200 **kg/qm**. Die Fahrbahn steinerner Strafsenbrücken, bestehend aus einer Beschotterung von 25 **cm** mittlerer Stärke oder einer 17 **cm** hohen Pflasterung auf 6 **cm** starker Sandbettung, wiegt etwa 550 bis 600 **kg/qm**. Hierzu kommt noch in allen Fällen die 8 bis 15 **cm** hohe Abdeckung des Hauptgewölbes, deren Gewicht auf etwa 300 **kg/qm** veranschlagt werden kann. Es beträgt somit die Mindestkonstruktionshöhe über dem Gewölbescheitel bei Eisenbahnbrücken bis zur Schienenoberkante rd. 0,80 **m**, bei Strafsenbrücken etwa 0,50 **m**, sowie die geringste Höhe der ständigen Belastungsfläche im Scheitel über dem Gewölberücken

$$\text{bei Eisenbahnbrücken etwa } \frac{1,2 + 0,3}{\gamma} = \frac{1,5}{\gamma} \text{ und}$$

$$\text{bei Strafsenbrücken etwa } \frac{0,6 + 0,3}{\gamma} = \frac{0,9}{\gamma} \text{ in m.}$$

b) Das Gewicht der Zwischenkonstruktion. Wird der Zwischenraum zwischen Fahrbahntafel und Hauptgewölbe durch eine Zwischenschüttung von Sand oder Sparbeton, leichtes Füllmauerwerk oder dergl. ausgefüllt, so ist es sehr einfach, deren Belastungshöhe rechnerisch oder zeichnerisch festzustellen. Beträgt an beliebiger Stelle die Höhe der Zwischenkonstruktion h_1, ihr spezifisches Gewicht γ_1, so folgt die auf Gewölbemauerwerk (γ) bezogene Belastungshöhe $= p$ aus der Beziehung: $p = \frac{h_1 \cdot \gamma_1}{\gamma}$, woraus zugleich die Anordnung eines graphischen Umwandlungsmafsstabes folgt. Die Gewichte von Überschüttungsmaterial sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung unter 3. zu entnehmen. Im Durchschnitt dürfte es genügen, wenn man, je nachdem die Überschüttung mehr sandig oder lehmig ist, 1,8 bis 2,0 **t** für 1 **cbm** derselben rechnet.

Wendet man Spargewölbe an, so müssen deren Gewichte und Belastungshöhen zunächst auf Grund eines Vorentwurfes annähernd eingeschätzt werden. Für 1 Stein starke Stichbogengewölbe von etwa 1 **m** Weite, die zur Brückenachse parallel sind, mit 1½ Stein starken Zwischenmauern, beträgt das Gewicht auf 1 **qm** Grundfläche etwa 550 **kg** ohne die Pfeiler, deren Höhe von der Form des Gewölberückens abhängt und vom Scheitel nach den Widerlagern hin wächst. Verbindet man die Pfeiler, um ihren Druck möglichst gleichmäfsig auf die Hauptgewölbe zu verteilen, unten durch umgekehrte gleichartige Sohlengewölbe aus Backstein, so kann deren Gewicht ebenfalls zu 500 **kg** auf je 1 **qm** der Grundfläche angenommen werden.

c) Das Gewicht des Gewölbes, der Widerlager und Zwischenpfeiler. Es wiegt

1 cbm	Ziegelmauerwerk im Mittel		1,8 t
1 „	Sandstein-Bruchsteinmauerwerk	im Mittel	2,2 t
1 „	Kalkstein- „	„ „	2,3 t
1 „	Granit- „	„ „	2,5 t
1 „	Porphyr- „	„ „	2,4 t
1 „	Basalt- „	„ „	2,7 t

Bei Quadermauerwerk wird man die Gewichte um so genauer aus denen des Steinmaterials unmittelbar ableiten können, je gröfser ein Quader und je geringer die zu ihrer Vermauerung verwendete Mörtelmasse ist.

Bei Beton ist als mittleres Gewicht 2,3 t/cbm anzunehmen, vorausgesetzt, dafs nicht gerade ein sehr leichter Bimssteinbeton ($\gamma = 1,3$), Schlackenbeton ($\gamma = 1,4$) oder dergl. zur Verwendung gelangt ist.

3. Erd- und Wasserdruck.[6]) a) Der Seitendruck der Erde kommt nicht nur bei der Berechnung der Endwiderlager, sondern auch bei steileren Gewölben mit beträchtlichen Überschüttungshöhen in Betracht.

Bezeichnet h die lotrechte Höhe in m, γ das Gewicht von 1 cbm Erde in t und φ den Reibungswinkel einer wagerecht abgeglichenen, kohäsionslosen Erdmasse, so ist, wenn die Reibung an der Hinterfläche des Mauerwerks vernachlässigt wird, der wagerechte Seitendruck auf eine lotrechte Mauerfläche, deren Abmessung normal zum Querschnitte gemessen gleich 1 m ist,

$$E = \gamma \cdot \frac{1}{2}\, tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) h^2 \text{ in t/m} \quad \ldots \quad 4.$$

und seine Mittelkraft hat den Abstand

$$e = \frac{h}{3} \quad \ldots \quad 5.$$

von der Unterfläche. Der Erddruck wird wagerecht angenommen, da es sich hier um einen Zustand der Ruhe — nicht um den Anfangszustand einer Bewegung (Gleitung) — handelt.

Die Werte von φ und $\psi = \frac{1}{2}\, tang^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ sind für verschiedene Erdarten nachstehend angegeben.

Erdarten	Werte von			
	φ	ψ		γ in t/cbm
Sand, trocken	32°	0,1534	$\frac{1}{7}$	1,640
„ feucht	24°	0,2106	$\frac{1}{5}$	1,950
Ton, trocken	45°	0,0857	$\frac{1}{12}$	1,600
„ durchweicht	i. M. 20°	0,2500	$\frac{1}{4}$	2,000
Lehm, trocken	40°	0,1086	$\frac{1}{10}$	1,500
„ durchweicht	i. M. 20°	0,2500	$\frac{1}{4}$	1,900
Dammerde, trocken	37°	0,1240	$\frac{1}{8}$	1,400
„ feucht	27°	0,1878	$\frac{2}{11}$	1,700
Kieselsteine	36°	0,1295	$\frac{1}{8}$	2,500
Grober Steinschotter	38°	0,1191	$\frac{1}{8}$	1,600

[6]) Es kommen hier naturgemäfs nur die einfachsten für Berechnung der massiven Brücken häufiger vorkommenden Fälle zur Behandlung. Zu den Tabellenwerten vergl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1903, Nr. 103, S. 649 u. 650.

Durchschnittlich ist $\psi = \frac{1}{8}$, also $E = \gamma . \frac{h^2}{8}$. Ist die Erde besonders stark durchnäfst anzunehmen, so rechnet man mit $\varphi = 20°$; alsdann ergibt sich: $\psi = \frac{1}{4}$ und mithin $E = \gamma . \frac{h^2}{4}$.

Unter Berücksichtigung der Kohäsion der Erdmasse ist, wenn h_0 diejenige Höhe bezeichnet, auf welche eine lotrecht abgestochene Erdmasse sich noch im Gleichgewicht erhalten kann,

$$E = \gamma h^2 \psi \left(1 - \frac{h_0}{h}\right) \quad \ldots \quad 6.$$

und

$$e = \frac{h}{3}\left(1 + \frac{h_0}{2h} + \frac{h_0^2}{2h^2}\right) \quad \ldots \quad 7.$$

Für Dammerde ist $h_0 = 1$ bis 2 m, für Lehm und Tonerde 2 bis 4 m.

Abb. 2.

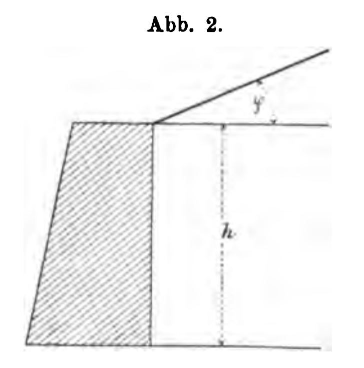
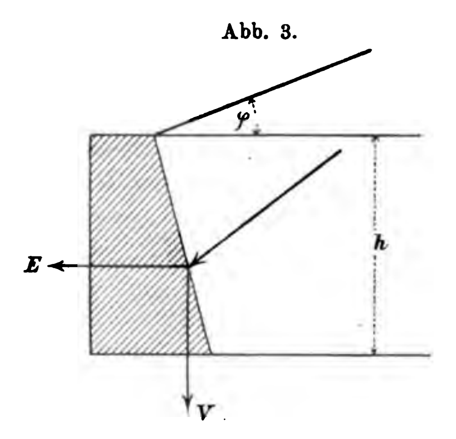


Abb. 3.



b) Wenn die Hinterfüllung nicht wagerecht abgeglichen, sondern nach Abb. 2 unter dem Reibungswinkel φ abgeböscht ist, so sind die Formeln

$$E = \gamma . \frac{\cos^2 \varphi}{2} . h^2 \text{ und } e = \frac{h}{3} \quad \ldots \quad 8.$$

anwendbar und wenn

c) die hintere Mauerfläche nicht lotrecht steht, sondern geneigt ist, wie in Abb. 3 und der Neigungswinkel gegen das Lot mit β bezeichnet wird, so ist

$$E = \gamma . \frac{\cos^2 (\varphi - \beta)}{2 \cos^2 \beta} . h^2 \quad \ldots \quad 9.$$

und die lotrechte Seitenkraft des Erddruckes

$$V = E \operatorname{tang} (\varphi + \beta) \quad \ldots \quad 10.$$

Abb. 4.

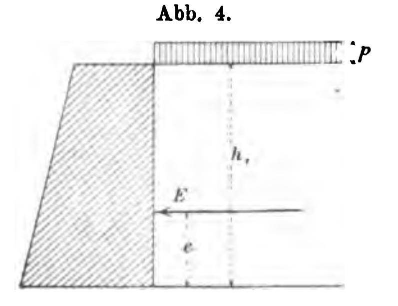
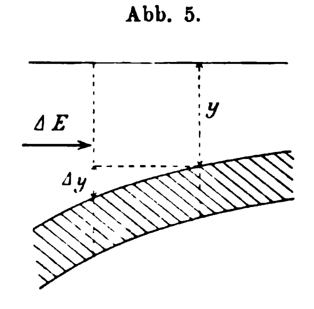


Abb. 5.



d) Wird die wagerecht abgeglichene Erdmasse mit einer besonderen Belastung beschwert, deren Gröfse der Belastungshöhe p (in Erde umgerechnet) entspricht (Abb. 4), so ist

$$E = \frac{\gamma \, tang^2}{2} \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) (h^2 + 2\,h\,p) \quad \ldots \quad 11.$$

und
$$e = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3\,p}{h + 2\,p} \quad \ldots \quad 12.$$

e) Endlich kann man den wagerechten Seitendruck der Überschüttungserde über dem Gewölberücken für einen durch zwei lotrechte Schnittebenen begrenzten Gewölbestreifen (Abb. 5) als Unterschied der in den Schnittebenen auftretenden Drücke ermitteln. Unter Anwendung der Gleichung 4 und Annahme von $\psi = \frac{1}{8}$ ergibt sich alsdann:
$$\Delta E = \frac{\gamma}{8} \left((y + \Delta y)^2 - y^2\right) = \frac{\gamma}{8} \left(2\,y\,\Delta\,y + \Delta\,y^2\right)$$
und unter Vernachlässigung des kleinen Wertes (Δy^2) genügend genau:
$$\Delta E = \frac{\gamma \cdot y}{4} \Delta y \quad \ldots \quad 13.$$

Hervorzuheben ist, dafs bei Berechnung der Pfeiler und Widerlager der Erddruck nur alsdann Berücksichtigung finden darf, wenn er ungünstig auf die statischen Verhältnisse dieser einwirkt. Nur in seltenen Fällen, z. B. während des Baues, in denen Erd- und Gewölbedruck nicht gleichzeitig wirken, wird es notwendig sein, Pfeiler oder Widerlager als reine Stützmauern gegen Kippen zu berechnen.

Handelt es sich um den Druck W des Wassers auf eine Mauerfläche, so ist in Gleichung 4 der Winkel $\varphi = 0$ und $\gamma = 1$ t zu setzen; alsdann ergibt sich
$$W = \frac{\gamma}{2} \, tang^2 . 45^\circ . h^2 = \frac{1}{2} h^2,$$
während die Beziehung $e = \frac{h}{3}$ ungeändert bleibt. Die Richtung des Wasserdruckes ist stets senkrecht zur Fläche der Mauer, auch bei geneigter Lage dieser.

4. Der Winddruck. Derselbe ist nur bei hohen Brücken in Bezug auf die Standsicherheit der Pfeiler in Rechnung zu ziehen. Seine Richtung ist der Einfachheit halber wagerecht (oder unter 10° zur Wagerechten von oben aus geneigt), die Gröfse seines Druckes mit Rücksicht auf heftige Windstöfse zu 250 **kg/qm** anzunehmen. Zu den durch die Seitenflächen der Brücke gebildeten Angriffsflächen tritt ein Verkehrsband, welches die auf der Brücke stehenden Lasten ersetzen soll, hinzu. Dasselbe, parallel zur Fahrbahn verlaufend, weist über der Schienenoberkante bei Eisenbahnbrücken rd. 3,00, bei Strafsenbrücken zweckmäfsig etwa 2,5 **m** Höhe über der Fahrbahn auf.

Die Wirkung der Fliehkraft wird bei in Kurven liegenden, dem Eisenbahnverkehre dienenden Steingewölben meist nicht besonders in Rücksicht gezogen; um dem Einflusse dieser Kraft Rechnung zu tragen, ist es üblich, die Verkehrslast bis um etwa 5 % zu erhöhen.[7])

§ 3. Die Baustoffe und ihre Festigkeitsverhältnisse.

1. Die Baustoffe. Zur Ausführung steinerner Brücken eignen sich nur Bausteine, welche hinreichende Festigkeit mit Wetter- und Frostbeständigkeit verbinden und deren Bearbeitungs-, Herstellungs- und Anfuhrkosten zugleich tunlichst gering sind. Zur Verwendung gelangen natürliche und künstliche Bausteine, erstere unter der Bezeichnung Hau- und Bruchsteine, je nachdem sie sorgfältig mit den Werkzeugen des Steinmetzen oder nur roh mit dem Hammer bearbeitet werden. Schon in der Einleitung wurde hervorgehoben, dafs die Verwendung von Hausteinen — im besonderen im Gewölbebau — gegenüber dem Bruchsteinbau heute mehr und mehr zurücktritt.

---

[7]) So wurde z. B. bei der in einem Halbmesser von 180 m liegenden Wertachbrücke bei Nesselwang in Bayern eine Erhöhung der Verkehrslast um 4 % in Rechnung gestellt.

Die massigen Erstarrungsgesteine, wie Granit, Syenit, Porphyr, Basalt, die Grünsteine[8]) u. s. w. sind zwar meist sehr fest und dauerhaft, lassen sich aber schwer bearbeiten, während viele kristallinische Schiefer-, Kalk- und Dolomitgesteine, besonders aber die Sedimentgesteine, vorwiegend die besseren Sandsteine, die erforderliche Festigkeit und Dauer mit großser Lagerhaftigkeit und einer guten Bearbeitungsfähigkeit verbinden. Wo mehr und minder dauerhafte Steine gleichzeitig zur Verfügung stehen, werden die ersteren im Äufseren, die letzteren im Inneren des Mauerwerks, woselbst sie den Witterungseinflüssen weniger ausgesetzt sind, verwendet. Unter den künstlichen Bausteinen stehen die aus Ton geformten, hart gebrannten Backsteine (Mauerziegel) voran. Dieselben haben nach dem deutschen Normalformat 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Dicke.

Die Wahl des Baustoffes hängt wesentlich von dessen örtlichem Vorkommen ab. Deshalb gelangen in Süddeutschland und Österreich mehr natürliche Gesteine, in Norddeutschland mehr Backsteine zur Verwendung. Während man heute einen hohen Wert auf die sachgemäfse Zubereitung und Verwendung des Mörtels legt, begnügt man sich oft mit geringeren und minder sorgfältig zubereiteten Bausteinen.

Das Mauerwerk aus natürlichen Steinen kommt im Brückenbau seltener als reines Quadermauerwerk, häufiger als Bruchstein- und Mischmauerwerk (Verblendmauerwerk) zur Verwendung, wobei Hausteine meist nur in den sichtbaren Aufsenflächen auftreten. Im besonderen stellt man heute Gewölbe vielfach aus Bruchsteinen und gutem Zementmörtel her; hierbei werden die Steine entweder im Verbande vermauert, oder ihre Fugen mit Zementmörtel ausgestampft oder — allerdings weniger gut — mit diesem ausgegossen.

Die unbearbeiteten Kalkbruchsteine der von der Vorwohler Zementfabrik in Holzminden in der ersteren Art ausgeführten schiefen Brücke über die Glesse sind beim Widerlager- und Gewölbemauerwerk sogar mit einem mageren Mörtel aus 1 Teil Zement und 7 bezw. 5 Teilen Sand vermauert, während die Bruchsteine in den Gewölben der Alma-Brücke über die Seine in Paris mit flüssigem Vassy'schen Zement ausgegossen sind. Diese Gewölbe bestehen mit Ausnahme der aus Hausteinen gebildeten Stirnen aus völlig unbearbeiteten, an- und übereinander gereihten, porösen Bruchsteinen von geringem Gewichte und grofser Härte, welche nach rasch eingetretener vollständiger Erhärtung des Zementes mit demselben eine feste Masse bilden. Ein ähnliches Bauwerk — Überbrückung des Lerchen-Mühlgrabens bei Zwickau — wird in Kapitel III ausführlicher besprochen.

Die Pfeiler, besonders die dem Stofse treibender Eismassen ausgesetzten Brückenpfeiler, erfordern mindestens unterhalb des höchsten Wasserstandes einen besonders festen und zähen Baustoff, wobei man die Aufsenflächen mit festen Quadern verblendet und kräftige Binder und Durchbinder einlegt. Durchgehende Binderschichten in geeigneten lotrechten Abständen erhöhen nicht nur die Festigkeit des Mauerwerks, sondern vermindern auch die Fortpflanzung von Verkehrsstöfsen.

Pfeiler, welche ganz oder zum gröfsten Teile im Trockenen stehen, gestatten hingegen die Anwendung von durchgehendem oder mit Hohlräumen versehenem Backstein- oder Bruchsteinmauerwerk, wobei oft nur die Gesimse-, Sockel- und Pfeilerkanten aus Hausteinen hergestellt werden.

Besondere Vorsicht ist bei der Auswahl der Steingröfsen bei hohen Viaduktpfeilern geboten, um nicht durch allzu verschieden grofse Steine ein verschieden starkes Setzen der einzelnen Pfeilerteile zu verursachen und hierdurch die Bildung von Rissen zu begünstigen. Deshalb wird auch hier in neuerer Zeit einerseits vielfach von der Anordnung einer besonderen Aufsenverblendung abgesehen, anderseits eine Sortierung

---

[8]) Unter Grünsteinen werden in der Regel verstanden: Diorit, Diabas, Gabbro und Melaphyr.

der nur lagerhaft bearbeiteten, sonst rohen Bruchsteine nach ihrer Höhe ausgeführt, um in ein und derselben Schicht nur Steine gleicher Höhe zur Verwendung zu bringen. Die Höhen der ungleich starken Schichten pflegt man hierbei vom Fufse nach dem Kopfe des Pfeilers zu allmählich abnehmen zu lassen, also die höheren Steinschichten im unteren Pfeilerteile zu verwenden. Soll aus besonderen Gründen eine Verblendung ausgeführt werden, so sollte diese keine gröfsere Höhe als die zweier Schichten erhalten.

Von grofser Wichtigkeit für den Brückenbau ist die Beschaffenheit des Mörtels. Es ist zweckmäfsig, diesen Verbindungsstoff der Festigkeit und Beanspruchung der einzelnen Mauerwerksteile des Bauwerks so vollkommen wie möglich anzupassen. Denn die guten Eigenschaften der Bausteine können nicht genügend ausgenutzt werden, wenn die sie verbindenden Mörtelschichten von erheblich schlechterer Beschaffenheit sind. Deshalb ist z. B. Zementmörtel nicht auf das unter dem Wasserspiegel liegende Mauerwerk der Brückenpfeiler zu beschränken, sondern auch für das stark beanspruchte Mauerwerk über Wasser zu verwenden. Für kleine Brücken, welche aus praktischen Gründen so stark gemacht werden müssen, dafs das Mauerwerk nur wenig beansprucht wird, ist dagegen ein gewöhnlicher Kalkmörtel mit geringem Zusatze von Zement oder hydraulischem Kalke ausreichend.

2. Die Druckfestigkeit der Steine und des Mörtels. Nach verschiedenen, mit kleinen Probestücken angestellten Versuchen kann die Druckfestigkeit für die gebräuchlichsten Steine im Mittel wie folgt angenommen werden:

No.	Bezeichnung der Steine	Druckfestigkeit im Mittel in kg/qcm
1	Granit, Syenit	1600
2	Gneis	1500
3	Diorit, Diabas, Gabbro	2000
4	Porphyr	1600
5	Basalt	2000
6	Kalkstein (Marmor), Dolerit	800
7	Dolomit	900
8	Sandstein	600
9	Trachyt	600
10	Grauwacke	1800
11	Basaltlava	600
12	Porphyrtuff	300
13	Diabastuff	1000
14	Klinker	200
15	Gute Mauerziegel	80

Angaben über die Festigkeit, die gröfste Pressung und das Gewicht des bei verschiedenen gröfseren, älteren Brückenbauten verwandten Baustoffes enthält die Zusammenstellung auf S. 146. Zu einem besseren Vergleiche sind in der Tabelle auch die Lichtweiten der Gewölbe angegeben.

Die Druckfestigkeit des erhärteten Luftmörtels beträgt an der Bruchgrenze im Mittel 40, diejenige von Trafsmörtel aus 3 Teilen Kalk, 2 Teilen Trafs und 1 Teil Sand etwa 70 und diejenige von gutem Zementmörtel 150 bis 300 **kg/qcm.**

Jedoch haben Versuche von Tourtay — über den Einflufs der Mörtelfugen auf die Festigkeit des Mauerwerkes überhaupt — gezeigt, dafs die Zerstörung des in den Fugen plattenförmig lagernden Mörtels erst bei sehr viel höherem Drucke, als in den

Festigkeit, größte Pressung und spezifisches Gewicht des bei verschiedenen älteren Brückenbauten benutzten Steinmaterials.

Bauwerk	Material	Bruchfestigkeit (in kg/qcm)	Größte Pressung (in kg/qcm)	Spezifisches Gewicht	Größte Lichtweite der Gewölbe in m
1. Neuilly-Brücke	Sandstein aus d. Brüchen v. Saillancourt	100	12,8	2,30	39,0
2. Fulda-Brücke b. Kragenhof	„ bunter aus dem Fuldatale	850—1000	—		
	„ „ aus den Vorbergen des Meißner	550—950	—	2,20	21,0
	Sandstein aus der Umgegend v. Kassel	250	—	2,00	
3. Enz-Talbrücke b. Bietigheim	Keupersandstein	340	8,5	—	11,46
4. Diemel-Talbrücke b. Haueda	Sandstein	240	—	—	16,00
5. Striegistal-Brücke	Sandstein	270—360	12,0	2,20	22,65
6. Neiße-Talbrücke b. Görlitz	Granit	1100	—	2,6—2,7	22,28
7. Talbrücke im Zschopautale	Granit, körniger, aus den Brüchen bei Waldheim	900	—	2,56	
	Granulit, dichter vom Pfaffen- und Heiligenbornberge	1050	—	2,65	
	Gneis aus den Wolsdorfer Brüchen	430—470	—	2,34	11,33 bis 19,26
	Porphyr von Nauhayn	430	—	2,42	
	„ „ Trautendorf, rötlich	340—370	—	2,40	
	„ „ „ weiß-gelblich	290	—	2,80	
	Porphyrtuff von Rochlitz, blaurot	200	22,7	2,00	
	Sandstein, Kirchleithner	180		—	
8. Göltzsch-Talbrücke	Sandstein von Pirna	320	—	—	30,59
	„ „ Eisenberg	340	—	—	
	„ „ St. Gangloff	390	—	—	
	„ „ Mannsdorf	380—390	—	—	
	Porphyrtuff roter von Rochlitz	210	—	—	
	Granit, feinkörnig von Schreiersgrün	1350	15,3	—	
	„ f. mit großen Feldspatkrystallen	470			
	Handziegel, weiche	145	—	—	
	„ mittelharte	200	11,0	—	
	„ hartgebrannte	300			
	Maschinenziegel von Werdau trocken bezw. naß (24 Stunden im Wasser) weich	45—36	—	1,77—2,05	
	mittel	90—75	—	1,83—2,09	
	hart	110—180	—	2,00—2,17	
9. Elster-Talbrücke	Granit, weißer von Brambach	400			30,95
	„ gelblicher „ „	270	7,9	—	
	„ gelber „ „	500			
	Handziegel, weiche	125—240			
	„ mittelharte	230—320	11,0	1,80—2,00	
	„ harte	260—330			
10. Warthe-Brücke bei Wronke	Ziegel	135	—	—	
11. Werra-Brücke bei Münden	Sandstein von Witzenhausen	790—1100	—	—	17,50
12. Albert-Brücke in Dresden	Verschiedene Sandsteine d. sächsischen Schweiz (280—350), durchschnittl.	320	—	1,89—2,19	31,0
	Tonziegel von Kollrepp in Meißen	350	—	—	
	„ „ Buschbad „ „	320	—	—	
13. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn	Bruchstein mit Kufsteiner Zementkalk	180	14	—	41,00

aus Mörtel hergestellten Probewürfeln stattfindet. Der Druck, welcher die Zerstörung des Mauerwerkes bewirkt, steht hierbei in umgekehrtem Verhältnisse zur Dicke der Mörtelfuge.

Die Druckversuche ergeben übrigens sehr verschiedene Festigkeitszahlen, je nach dem Verhältnisse der Höhe der Probekörper zu ihrer gepreſsten Fläche und deren Form. Es wächst die Druckfestigkeit, wenn bei gleichbleibender Grundfläche die Höhe abnimmt oder bei gleichbleibender Höhe die Grundfläche zunimmt; bei gleichem Inhalte der letzteren, jedoch quadratischer, rechteckiger und kreisrunder Form und derselben Höhe des Probekörpers ergeben sich verschieden groſse Druckfestigkeiten u. s. f. Diese Regeln gelten allgemein nicht nur für einzelne Steine und für Mörtel, sondern auch für Mauerwerkskörper. Für die einfachen Druckfestigkeitsproben ist man dahin überein gekommen, ausschlieſslich Würfel zu verwenden, nachdem Bauschinger nachgewiesen hat, daſs einander ähnliche Körper auch ähnliche Festigkeitsergebnisse liefern, daſs man also von den Versuchsergebnissen eines Würfels auf die Festigkeit anderer aus dem gleichen Stoffe schlieſsen kann.

Da, wie vorerwähnt ist, der Mörtel in Mauerwerkskörpern eine erheblich gröſsere Festigkeit besitzt als in den Versuchsstücken aus reinem Mörtel, ist die Untersuchung fertiger Mauerwerks- und Betonkörper, auf welche unter 3. genauer eingegangen wird, für den Brückenbau bei weitem wichtiger als die getrennte Untersuchung der zu verwendenden einzelnen Baustoffe.

Über die in den Gewölben, Pfeilern und Fundamenten einiger Brücken und Viadukte stattfindenden Pressungen macht Morandière folgende Angaben:

No.	Bezeichnung der Brücke	Spannweite m	Höhe der Brücke m	Pfeilerstärke m	Pressung in kg/qcm im Scheitel	Kämpfer	Sockel	Fundament
1	Neuilly-Brücke	39,00	14,65	4,20	12,78	11,68	11,68	7,69
2	Alma-Brücke	43,00	11,50	4,60	12,47	9,07	9,07	7,22
3	Orleans-Brücke	32,50	14,00	5,85	9,93	8,28	8,28	7,63
4	Dreifaltigkeitsbrücke	29,19	9,00	7,88	5,46	3,95	4,65	—
5	Indre-Viadukt	9,80	22,90	2,20	2,36	3,11	4,57	2,24
6	Chaumont-Viadukt	10,00	50,00	1,30	2,95	5,00	10,00	—
7	Manse-Viadukt	15,00	33,10	3,40	3,21	5,70	5,71	4,46

Die Pressungen sind in den Pfeilern einiger Kirchen zum Teil noch bedeutend gröſser und betragen nach Rondelet an St. Peter in Rom 17, an St. Paul in London und in Rom 20, am Pantheon in Paris 30, am Dom des Invalidenhauses in Paris 31 und an der Kirche Allerheiligen in Angers sogar 46 kg/qcm.

Der zur Herstellung von Gewölben verwendete Beton[*]) besteht meist aus 1 Raumteil Portlandzement, 2 bis 5 Teilen Sand und 5 bis 6 Teilen Kiessteinen oder — besser — festem und hartem Steinschlag. An besonders stark beanspruchten Stellen des Gewölbes am Scheitel, sowie in der Gegend des Kämpfers finden, abgesehen von der Herstellung von Betongelenken, auch öfters fettere Mischungen Verwendung; so wurde z. B. beim Bau der Inzigkofener Donaubrücke in der Gewölbemitte ein Beton aus 1 Raumteile Zement, 2 Sand, 4 Schotter und Kies, unmittelbar am Scheitelgelenk ein

[*]) Nach Dyckerhoff-Biebrich empfiehlt sich als Mischungsverhältnis für Betongewölbe 1 Raumteil Zement und 5 bis 6 Raumteile Kiessand und 5 bis 6 Raumteile Kiessteine oder für letztere 7 bis 8 Raumteile harter Steinschlag.

solcher in der Zusammensetzung von $1 : 1^1/_2 : 1^1/_2$ verwendet. Für die Widerlager und Pfeiler, sowie für Spargewölbe fand eine Mischung von 1 : 3 : 6 bezw. 1 : 4 : 8, für die Übermauerungsarbeiten eine solche von 1 : 5 : 20 Verwendung.

Die Druckfestigkeit der verschiedenen Mischungen ist, abgesehen von dem überall fast gleichartigen Portlandzement, abhängig von der Art des zugeführten Sand- und Steinmaterials, wie dessen Massenverhältnis zum Portlandzemente. Man wird deshalb bei Bauausführungen die Druckfestigkeit des zur Verwendung zu bringenden Betons stets besonders bestimmen müssen, vorausgesetzt, daſs nicht ähnliche ältere Ausführungen mit annähernd den gleichen Baustoffen einen Rückschluſs gestatten. Eine Zusammenstellung beobachteter Druckfestigkeiten bei den verschiedensten Mischungen gibt die nachfolgende Tabelle. Bei Bemessung der zulässigen Druckspannung wird oft eine fünffache, besser eine zehnfache Sicherheit als notwendig erachtet. Über eine Druckbeanspruchung von 30 **kg/qcm** hierbei hinauszugehen empfiehlt sich schon deshalb nicht, weil Versuche ergeben haben, daſs unterhalb dieser Grenze die Zusammendrückung verschiedener Betonproben nicht wesentlich verschieden ist, daſs aber bei höherer Inanspruchnahme sich hiervon Abweichungen in der Art zeigen, daſs der gröſseren Druckfestigkeit eine geringere Zusammendrückung entspricht. Eine eigentliche Elastizitätsgrenze dürfte nicht vorhanden sein, die Grenze der Stetigkeit der Zusammendrückung etwa bei einer Pressung von 60 bis 120 **kg/qcm** liegen und zwar desto höher sich stellen, je fester das Steinmaterial ist.

Die nachstehende Zusammenstellung enthält einige beim Bau der Munderkinger Brücke (1 bis 6), sowie anläſslich der Purkersdorfer Gewölbeuntersuchungen (7 bis 10) und seitens der Versuchsstation der Reichseisenbahnen in Straſsburg (11 bis 18) ausgeführte Druckfestigkeitsbestimmungen an Betonwürfeln. Die ersten Ergebnisse wurden nach 28 tägiger, die zweiten nach drei-, die dritten nach siebenmonatlicher Erhärtungsdauer ermittelt.

No.	Mischungsverhältnis der Probekörper	Druckfestigkeit kg/qcm	Bemerkungen
1	1 Zement, 2 Sand, 4 Basaltschotter . . .	256	Erprobung nach 28 Tagen.
2	1 „ 3 Basaltgries, 6 Juraschotter . .	159	
3	1 „ 2 Sand, 4 Donaukies	165	
4	1 „ $2^1/_2$ „ 5 „	146	
5	1 „ 3 „ 6 „	130	Der bei Probe 6 verwandte Zement war schnell bindend.
6	1 „ 3 „ 6 „	107	
7	1 Zement, 3 Sand, 5 Schotter	107	Erprobung nach 3 Mon., die Zugfestigkeiten der Proben ergaben sich nach 6 bezw. No. 10 nach 5 Mon. zu: 9, 25, 18 u. 18 kg/qcm.
8	1 „ 2 „ 3 „	256	
9	1 „ 1 „ 1 „	152	
10	1 „ 3 „	255	
11	1 Zement, 1 Kalkbrei, 3 Sand, 6 Kies . .	140	Ausbeute Raumt. 6,65
12	1 „ 1 „ 4 „ 8 „ . .	121	„ „ 8,85
13	1 „ 1 „ 5 „ 10 „ . .	94	„ „ 11,25
14	1 „ 1 „ 6 „ 12 „ . .	97	„ „ 13,45
15	1 „ 1 „ 5 Sand, 8 Basaltschotter .	147	„ „ 9,80
16	1 „ 1 „ 6 „ 10 Kalksteinschott.	121	„ „ 11,45
17	1 „ 1 „ 7 „ 11 Sandsteinschott.	83	„ „ 12,55
18	1 „ 1 „ 8 „ 13 „	91	„ „ 14,80 Erprobung nach 7 Monaten.

Wie wertvoll für die Festigkeit des Betons seine Herstellung, im besonderen seine innige Mischung — mittels Maschinen — und die hierdurch bedingte feine und gleichmäfsige Verteilung des Zements ist, geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor.

No.	Mischung[10])	Betonart	Wasserzusatz %	Druckfestigkeit in kg/qcm nach 28 Tagen	nach 100 Tagen
1 *a*	1 Zement + 2,5 Sand + 5,25 Kies	Maschinenbeton	3,3	285,5	322,5
			5,2	241,5	280,5
1 *b*	1 „ + 2,5 „ + 5,25 „	Handbeton	3,4	222,5	234,3
			5,3	212,5	234,5
2 *a*	1 „ + 2,5 „ + 5,25 Schotter	Maschinenbeton	3,7	351,5	368,0
			5,6	259,0	302,0
2 *b*	1 „ + 2,5 „ + 5,25 „	Handbeton	3,8	247,7	270,0
			5,7	238,5	262,0
3 *a*	1 „ + 4 „ + 8,4 Kies	Maschinenbeton	3,0	230,0	253,5
			5,0	154,0	201,5
3 *b*	1 „ + 4 „ + 8,4 „	Handbeton	3,2	153,0	166,0
			5,1	135,5	162,5
4 *a*	1 „ + 4 „ + 8,4 Schotter	Maschinenbeton	3,5	253,5	268,0
			5,4	171,5	216,0
4 *b*	1 „ + 4 „ + 8,4 „	Handbeton	3,6	205,3	225,3
			5,5	156,0	198,0

Die Zusammenstellung ergibt zugleich, dafs die Erhöhung der Wassermenge von 3,3 bis 5,7 % ohne einen so sicher festzustellenden Einflufs auf die Festigkeit bleibt, dafs sie notwendigerweise eine wesentliche Änderung in der Güte bedingen müfste. Soweit der Wassergehalt zwischen 3,0 und 3,8 % schwankt, läfst sich der Beton noch mit der Hand ballen; alsdann wird er als erdfeucht, bei gröfserem Wasserzusatz als plastisch bezeichnet. Die Frage, welche der beiden Arten besser, kann zur Zeit noch nicht endgiltig entschieden werden; jedenfalls haben die vorstehenden Versuche ergeben, dafs die Festigkeit des plastischen Betons sehr rasch zunimmt, so dafs bereits nach 100 Tagen Erhärtungszeit die Unterschiede in der Druckfestigkeit so gering sind, dafs man auf Grund derselben dem erdfeuchten Beton eine ausschliefsliche Vorzugsstellung nicht einräumen kann.

Den Einflufs der Erhärtungsdauer veranschaulichen die nachfolgenden, anläfslich des Baues der Munderkinger Brücke ausgeführten Versuche.

Es ergaben Probekörper — aus dem Beton, wie er aus der Mischtrommel kam, hergestellt — und aus 1 Zement, 2½ Sand und 5 Schotter zusammengesetzt:

		Druckfestigkeit
nach 7tägigem	Erhärten an der Luft	141—261, i. M. 202 kg/qcm
„ 28 „	„ „ „ „	201—306, i. M. 250 „
„ 5 Monaten	„ „ „ „	322—347, i. M. 332 „
„ 2 Jahren 7 Monaten	„ „ „ „	477—520, i. M. 509 „

[10]) Nach Untersuchungen von v. Bach im Verein mit Dyckerhoff & Widmann in Biebrich und der Stuttgarter Zementfabrik in Ehingen. Bei No. 1 *a* und 1 *b* wurde ein Kies von 2,25 Teilen von 5 bis 15 mm und von 3,0 Teilen von 15 bis 40 mm Korngröfse verwendet, bei 3 *a* und 3 *b* betrug das Verhältnis 3,6 : 4,8. Der zu 2 *a* und 2 *b* bezw. 4 *a* und 4 *b* verwendete Schotter war aus 2,25 feinen und 3,00 groben bezw. aus 3,6 feinen und 4,8 groben Bestandteilen zusammengesetzt; unter den ersteren sind solche von 5 bis 20, unter den letzteren von 20 bis 50 mm Korngröfse verstanden. Die obige Tabelle gibt nur einen kurzen Auszug der Versuche; genaueres vergl. in der v. Bach'schen Veröffentlichung und in „Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen“ 1903, Heft 4, S. 224.

Gröfste Pressungen in meist neueren Brückengewölben, nebst deren Hauptabmessungen[11]

(nach den Spannweiten geordnet).

Nummer	Name des Bauwerks	Abmessungen des Gewölbes in m: Licht-weite in m	Pfeilhöhe in m bezw. Pfeil-verhältnis	Stärke im Scheitel in m	Stärke im Kämpfer bezw. bei Halbkreisen in der Bruch-fuge in m	Gröfste Pressung im Gewölbe in kg/qcm	Bemerkungen im besonderen über das für die Gewölbe verwandte Material und die Art des Gewölbes
1	Brücke über das Syratal bei Plauen i. V. . . .	90,0	18,0	1,80	4,00	49,5	Bruchsteingewölbe. Scheitelhalbmesser 66 m. Mauerung in Sektoren.
2	Brücke über das Pétrussetal bei Luxemburg . .	72,00 (84,65)	16,20 (31,0)	1,44	2,16	—	84,65 m ist der lichte Abstand der Widerlagerenden. Bruchsteingewölbe in 3 Ringen. Scheitelhalbmesser 55,0 m.
3	Neue Addabrücke bei Morbegno (Italien) . . .	70,0	10,0	1,5	2,2	56	Bruchsteingewölbe i. 3 Ringen m. Stahlgelenken. Scheitelhalbmesser 75 m.
4	Cabin John-Aquadukt bei Washington	67,1	17,47	2,9	6,1	—	In 2 Ringen ohne Verband gewölbt. Scheitelhalbmesser 42,1 m.
5	Pruthbrücke bei Jaremcze	65	17,9	2,1	3,1	27,5	Sandsteingewölbe in 3 Ringen. Scheitelhalbmesser 38,45 m.
6	Prinz-Regentenbrücke in München	Stützw. 64,00	6,40	1,00	1,25	45	Gewölbestärke in der Bruchfuge 1,55 m. Muschelkalk-Quadergewölbe mit 3 Stahlgelenken.
7	Gutach-Brücke	64,0	16,1	2,00	2,80	35,19	Bruchsteingewölbe in 3 Ringen aus Vogesensandstein. Scheitelhalbmesser 39,851 m.
8	Hochbrücke bei Gour Noir	62,0	16,10	1,70	4,20	30,4	Roh bearbeitete Granitsteine in 3 Ringen. Scheitelhalbmesser 36,0 m.
9	Grosvenor-Brücke über die Dee bei Chester (Engl.)	60,96	12,80	1,22	1,83	—	Quadergewölbe, Stichbogen. Scheitelhalbmesser 42,61 m.
10	Lavaur-Brücke	61,5	27,5	1,65	2,81	23	Bruchsteingewölbe in 3 Ringen. Scheitelhalbmesser 31,2 m.
11	Muldenbrücke bei Goehren in Sachsen	Stützw. 60	6,75	1,10	1,20	36,0	3-Gelenkbogen aus Granulit-Bruchstein mit Granitgelenken. Gröfste Gewölbestärke 1,50 m.
12	Max Joseph-Brücke in München	Stützw. 60,0	6,00	1,00	1,25	45	Vergl. No. 6.
13	Schwändelholz-Brücke . .	57,0	14,25	1,80	2,60	34,54	Bruchsteingewölbe in 3 Ringen aus Vogesensandstein. Scheitelhalbmesser 35,625 m.
14	Hannibalbrücke über die Volturne (Neapel) . .	55,0	14,02	2,0	5,0	—	Ziegelgewölbe, Korbbogen. Scheitelhalbm. 57 m.
15	Teufelsbrücke bei Barrizzo (in Italien) über die Sele	55,0	13,55	2,0	3,5	—	Ziegelgewölbe, Korbbogen. Krümmungshalbmesser 57,2 m.
16	Dracbrücke bei Claix (Isère, Frankreich)	52,0	8,05	1,5	3,1	—	Bruchsteingewölbe. Scheitelhalbmesser 46 m.
17	Neckarbrücke in Neckarhausen	50,82	1 : 11	0,85	0,90	39,8	Betonbrücke mit 3 Stahlgelenken.
18	Donaubrücke in Munderkingen	50	5,0	1,00	1,10	38	Stampfbeton mit 3 Gelenken. Scheitelhalbmesser 70 m
19	Antoinette-Brücke . . .	50	15,9	1,50	2,28	30	Bruchsteingew. in Ringen. Scheitelhalbm. 31,0 m.
20	Nalontal-Brücke b. Segados in Asturien	50,0	4,5	1,10	1,10	40,53	3-Gelenkgewölbe aus Stampfbeton.

[11]) Als ältere weit gespannte Steinbrücken sind noch erwähnenswert: Der Ballochmyle-Viadukt über die Aye in Schottland mit 55,17 m, die Brücke Vieille-Brionde in Frankreich mit 54,2 und die Addabrücke bei Trezzo mit 72,15 m Weite, von denen die letzteren beiden Brücken z. Z. nicht mehr bestehen. Beton-Eisenkonstruktionen sind in die Tabelle nicht aufgenommen.

Nummer	Name des Bauwerks	Abmessungen des Gewölbes in m				Größte Pressung im Gewölbe in kg/qcm	Bemerkungen im besonderen über das für die Gewölbe verwandte Material und die Art des Gewölbes
		Lichtweite in m	Pfeilhöhe in m bezw. Pfeilverhältnis	Stärke im			
				Scheitel in m	Kämpfer bezw. bei Halbkreisen in der Bruchfuge in m		
21	Talbrücke von Nogent über die Marne	50,0	25,0	1,8	4,5	—	Bruchsteingewölbe. Scheitelhalbmesser 25,0 m.
22	Pruthbrücke bei Jamna	48,0	11,4	1,7	2,60	25,1	Sandsteingewölbe in Ringen.
23	Donaubrücke i. Inzigkofen	43,0	4,46	0,7	0,8	36,5	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
24	Brücke über die Ariège b. Castelet	41,2	1 : 2,94	1,25	2,25	20	Bruchsteingewölbe in Ringen.
25	I. Pruthbrücke b. Worochta	40,0	1 : 4	1,40	2,20	21,4	Sandsteingewölbe „ „
26	Coulouvrenière-Brücke in Genf	40,0	5,55	1,00	1,20	20	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
27	Rébuzo-Talbrücke i. d. Lin. Quillan-Rivesaltes	40,00	20,0	1,30	2,60 (bei 30°)	11,4	Halbkreisförmiges Bruchsteingewölbe in 3 Ringen gewölbt.
28	Boucicaut-Brücke über die Saône	40,00	5,0	1,05	1,24	19,9	Quadergewölbe.
29	Talbrücke v. Villefranche de Confluent ü. d. Tet; Linie Prodas-Olette	39,36	17,0	1,40	2,00 (bei 30°)	20	Gewölbestärke in der Fundamentfuge 3,00 m.
30	Neckarbr. b. Gemmrigheim	38,0	5,50	0,80	0,90	30,0	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
31	Mainbrücke bei Kitzingen	36,5	1 : 5	1,00	—	25,2	Bruchsteingewölbe.
32	II. Pruthbr. bei Worochta	34,6	17,8	1,3	2,1	17,6	„ in Ringen. Scheitelhalbm. 17,3 m.
33	Mainbrücke b. Miltenburg	34,20	4,22	0,75	0,85	25,0	Bruchsteingewölbe mit 3 Gelenken.
34	Murgbrücke unterh. Baiersbronn	33,0	3,3	0,6	0,8	50,9	Quadergewölbe mit 3 Gelenken.
35	Flutbrücke d. neuen Eisenbahnbrücke über d. Elbe in Dresden	31,0	—	1,10	1,30	—	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
36	Brücke über die Saône bei Charrey	30,5	3,75	1,50	—	12,1	Bruchsteingewölbe.
37	Murgbrücke bei Heselbach	30,4	3,55	0,6	0,9	45,0	Bruchsteingewölbe.
38	Brücke bei Stat. Axat i. d. Linie Quillan-Rivesaltes	30	15	1,10	2,20 (bei 30°)	—	Halbkreisgewölbe aus Bruchstein in 2 Ringen gewölbt.
39	Strafsenbrücke zu Charrey über die Saône	30,0	3,75	1,15	1,48	12,1	Gewölbe aus gut bearbeiteten Bruchsteinen.
40	Oderbrücke zu Frankfurt an der Oder	27,6 bis 30,0	1 : 8	0,8	1,29	—	Ziegelgewölbe.
41	Enzbrücke bei Höfen	28,0	2,8	1,00	1,50	24,0	Quadergewölbe mit 3 Gelenken.
42	Wertachbrücke bei Nesselwang	27,5	—	0,80	—	18,4	Bruchsteingewölbe.
43	Forbachbrücke in Baiersbronn	25,0	3,0	0,60	0,80	56,4	Quadergewölbe mit 3 Gelenken.
44	Viadukt v. Crueize i. d. Lin. Marvejols-Neussargues	25,0	1 : 2	1,30	2,60	8,97	Bruchsteingewölbe.
45	Bléré-Brücke i. d. Strafse Nevers-Tours	24,00	—	1,10	1,35	16,6	Gut bearbeitetes Bruchsteingewölbe.
46	Herkules-Brücke in Berlin	23,36	3,30	0,85	1,16	40	Sandsteinquader-Gewölbe.
47	Leinbrücke (O.-A. Gmünd)	23,1	3,5	0,5	0,80	—	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
48	Kaiser Wilhelm-Brücke in Berlin	22,24	4,00	0,8	1,50	60	Granitquader-Gewölbe.

Nummer	Name des Bauwerks	Abmessungen des Gewölbes in m: Lichtweite in m	Pfeilhöhe in m bezw. Pfeilverhältnis	Stärke im Scheitel in m	Kämpfer bezw. bei Halbkreisen in der Bruchfuge in m	Gröfste Pressung im Gewölbe in kg/qcm	Bemerkungen im besonderen über das für die Gewölbe verwandte Material und die Art des Gewölbes
49	Oberbaumbrücke i. Berlin	22,0	3,41	0,77	1,03	24	Klinkergewölbe in Zement.
50	Neckarbrücke b. Mühlheim	22,0	2,2	0,45	0,60	20	Betonbrücke mit 3 Gelenken.
51	Murgbrücke bei Ilgenbach	21,5	2,5	0,5	0,85	28	Bruchsteingewölbe.
52	Flutbrücke der Strafsenbrücke über die Norderelbe in Hamburg . .	21,3	3,20	{ 0,82 1,06	0,94 1,40 }	18	Klinkermauerwerk in Zementmörtel 1 : 1. Die gröfseren Gewölbestärken sind bei d. Eisenbahn-, die kleineren bei der Strafsenbrücke ausgeführt.
53	Waisenbrücke in Berlin .	20,0	3,40	0,51	1,16	24	Klinkermauerwerk in Zement.
54	Spreebrücke in Köpenick	18,0	3,40	0,64	0,90	11,4	" " " 1 : 3.
55	Lange Brücke in Potsdam	18,0	4,60	0,64	1,50	12,7	" " "
56	Moltke-Brücke in Berlin .	17,46	1 : 5	0,90	1,30	24	" " " 1 : 3.
57	Friedrich- " " " .	17,0	2,88	0,51	0,90	24	" " " 1 : 3.
58	Luther- " " " .	17,0	3,43	0,64	1,03	24	" " " 1 : 3.
59	Saint Georges-Viadukt bei Axat i. d. Lin. Quillan-Rivesaltes	16,0	8,0	0,85	1,80 (bei 30°)	10,7	Halbkreisgewölbe aus Bruchstein in 2 Ringen gewölbt.
60	Enzbrücke oberh. Wildbad	15,6	3,25	0,50	0,80	24,0	Quadergewölbe mit 3 Gelenken.

Die Berechnung der in Brückengewölben stattfindenden gröfsten Pressungen gibt übrigens je nach der Berechnungsart sehr verschiedene Werte, was bei vergleichenden Zusammenstellungen nicht unbeachtet bleiben darf. Es kann das Gewölbe als elastischer Bogen unter Zulassung von Zugspannungen berechnet werden, ferner unter beschränkter Zulassung von Zugspannungen (die alsdann auch = 0 gesetzt werden können), als Bogen mit Gelenken und unter anderen Voraussetzungen. Von Einflufs ist ferner auf das Rechnungsergebnis, ob die Beanspruchung nur für gleichmäfsige volle Belastung oder für die ungünstigste Belastungsart und ob sie nur für den Scheitel oder für den sogenannten gefährlichsten Querschnitt ermittelt wird. Um nun eine Übersicht über die Beanspruchung in ausgeführten Brückengewölben zu geben, ist vorstehend eine Anzahl solcher — meist neuerer — Bauwerke zusammengestellt, deren Beanspruchung sorgfältig für den ungünstigsten Belastungsfall untersucht worden ist und als zuverlässig ermittelt angenommen werden kann. Die angegebene Pressung gibt in allen Fällen die gröfste Beanspruchung. welche in dem Gewölbe unter Berücksichtigung der Verkehrsbelastung rechnungsmäfsig stattfindet, wobei Zugbeanspruchungen in den meisten Fällen gar nicht, in anderen nur mit Einschränkung auf 1 bis 2 **kg/qcm** zugelassen worden sind.

3. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks. Versuche mit Mauerwerkskörpern in Würfelform von 15 **cm** Seitenlänge, bestehend aus 2 bis 3 Steinplatten und 1 bis 2 Mörtelfugen von 1,5 bis 2,5 **cm** Dicke wurden von Ebermayer-München und Rheinhardt-Stuttgart ausgeführt und ergaben nach 4 bis 6 Wochen Erhärtungszeit Druckfestigkeiten zwischen 180 und 450 **kg/qcm**. Der Mörtel bestand aus 1 Teil Zement und 2 bis $2^1/_2$ Teilen Sand. Sandstein- und Granitplatten lieferten die gröfseren, Tonschiefer die kleineren Festigkeitszahlen. Im Jahre 1888 wurden im Mechanisch-technischen Labora-

torium der Münchener Technischen Hochschule auf Veranlassung von Leibbrand-Stuttgart Versuche mit Probekörpern aus natürlichen Steinen, aus Mauerwerk und aus reinem Mörtel durchgeführt, welche die folgenden durchschnittlichen Bruchfestigkeiten lieferten:

Der Steinkörper		640 **kg/qcm**
„ Mauerwerkskörper	nach 8 Wochen	405 „
„ Mörtelkörper		240 „

Der Baustoff war Buntsandstein und Zementmörtel 1 : 2; der letztere wurde bei Herstellung der Mauerwerkskörper zwischen die in Holzkisten liegenden Steine satt eingestoſsen. Die Zusammendrückung der Mauerwerkskörper betrug bei 40 bis 50 **kg/qcm** Druck 0,001 der ursprünglichen Höhe.

Ähnliche Versuche sind bei zahlreichen in den letzten Jahrzehnten ausgeführten gröſseren Brückenbauten angestellt worden. Dieselben berechtigen zu der Annahme, daſs sich bei gewöhnlichem gutem Baumaterial und sorgfältiger Arbeit überall Mauerwerk von 200 bis 350 **kg/qcm** Bruchfestigkeit herstellen läſst.

Stuttgarter Versuche mit Betonzylindern von 25 **cm** Durchmesser und 100 **cm** Höhe, bestehend aus einem Raumteil Zement auf 2 1/2 bis 3 Raumteile Sand und 5 bis 6 Raumteile Kies oder Muschelkalksteinschotter, ergaben nach 3 Monaten Bruchfestigkeiten zwischen 62 und 140 **kg/qcm**. Diesen Säulenfestigkeiten stehen aber (vergl. S. 147) erheblich gröſsere Würfelfestigkeiten, d. i. Druckfestigkeiten würfelförmiger Probekörper gegenüber; man wird hier mit Druckfestigkeiten von 250 **kg/qcm** im Durchschnitt rechnen können.

Wenn die Belastung nur einen Teil der Querschnittsfläche des Körpers trifft, wie dies beispielsweise bei Brücken mit Gelenken der Fall ist, so erhöht sich die Druckfestigkeit in der wirklichen Druckfläche, während die auf den ganzen Querschnitt des Körpers bezogene Bruchbelastung kleiner wird. Bei Stuttgarter Versuchen vom Jahre 1888 wurde der Druck auf Buntsandsteinwürfel von rd. 10 **cm** Seitenlänge durch Stahlstempel von 10 **cm** Länge und wechselnder Breite übertragen, wobei folgende Ergebnisse erzielt wurden:

Abmessungen der Druckfläche, 10 mal	10	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	**cm**
Bruchbelastung für die wirkliche Druckfläche	653	926	943	1044	1193	2050	**kg/qcm**
Desgl. für den vollen Querschnitt	653	232	188	156	120	102	„

Ein gleiches Resultat ergaben auch Versuche von Bauschinger, welche derart ausgeführt wurden, daſs der Druck durch Stahlprismen, deren Achsen mit denen der Würfel zusammenfielen und deren Kanten der Würfelkante parallel liefen, nur auf einen Teil der Steinfläche übertragen wurde. Die hier gefundenen Ergebnisse sind die folgenden:

Versuch	Würfelquerschnitt rd. qcm	Stahlprisma Querschnitt qcm	Druckfestigkeit in kg/qcm auf die Würfelfläche	die Prismenfläche
1	100	$3{,}9^2 = 15{,}21$	162	1052
2	100	$5{,}7^2 = 32{,}49$	308	923
3	100	$7{,}8^2 = 60{,}84$	477	772

Bruchbelastung für den Würfel von rd. 10 **cm** Kantenlänge 685 **kg/qcm**.

Aus den Versuchen folgt einerseits die Möglichkeit, einen nur auf kleiner Fläche im Gelenke belasteten Gelenkstein bei weitem höher zu beanspruchen, als das sonstige Mauerwerk, andererseits aber auch die Notwendigkeit, die Gelenksteine mit groſser Grundfläche im Mauerwerke zu lagern.

Üblich ist bei den reinen Steinbauten eine 10 bis 15fache, bei Stampfbeton eine 5 bis 10fache Sicherheit, worunter zu verstehen ist, dafs die wirklich vorkommende gröfste Beanspruchung $^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$, bezw. $^1/_5$, allgemein bei n facher Sicherheit $^1/_n$ der Bruchfestigkeit nicht überschreiten soll. In solchen Bauteilen, deren Beanspruchung sich genau voraussehen und berechnen läfst, oder deren Material als besonders gleichartig und fehlerfrei anzusehen ist, kann man wohl mit einer 5 bis 10fachen Sicherheit auskommen. Häufig ist aber eine genaue Berechnung schwierig oder man begnügt sich mit der Untersuchung der unter gewöhnlichen Umständen stattfindenden Inanspruchnahme, ohne die denkbar ungünstigsten Verhältnisse in Rechnung zu stellen. Alsdann mufs der Sicherheitskoeffizient nicht blofs gegen Ungenauigkeiten und Mängel bei der Ausführung, sondern auch gegen solche bei der Festigkeitsberechnung und bisweilen gegen unrichtige Beurteilung der wirklichen Inanspruchnahme einzelner besonders stark gefährdeter Stellen schützen, wobei eine 10 bis 15fache Sicherheit keineswegs übertrieben grofs ist. In vielen Fällen ergibt sich eine solche Sicherheit auch schon von selbst aus praktischen Baukonstruktionsregeln oder anderweitigen Umständen. So müssen z. B. Brückengewölbe von kleiner Spannweite, um Zugspannungen bei einseitiger Verkehrsbelastung zu vermeiden, häufig eine so grofse Stärke erhalten, dafs die Druckfestigkeit des Materials nicht beliebig hoch ausgenutzt werden kann.

Zugbeanspruchungen mufs man im Mauerwerke tunlichst zu vermeiden suchen, da die an und für sich vorhandene Zugfestigkeit durch zufällige Entstehung von Rissen an einzelnen Stellen leicht verloren gehen kann. Deshalb kann als praktisch empfohlen werden, den Höchstwert der Druckspannungen — gegebenen Falles — unter Vernachlässigung der in dem Querschnitte theoretisch vorhandenen Zugspannungen zu berechnen.

Versuchsgewölbe bei Purkersdorf.

Die Gewölbe waren 2 m breit mit $l = 23$ m und $f = 4{,}6$ m.

Art des Gewölbes	Scheitelstärke m	Kritische Belastung (erste Rifsbildung) t/qm	Bruchbelastung t/qm	Gröfste Beanspruchung bei der kritischen Belastung kg/qcm: Druck	Zug
Bruchsteingewölbe	0,60	2,45	3,22	21,9	9,4
Ziegelgewölbe	0,60	1,83	2,94	18,0	7,0
Stampfbetongewölbe	0,70	2,75	3,62	31,5	17,0
Moniergewölbe	0,35	3,41	6,35	78,0	63,0

Die Festigkeit des Gewölbemauerwerks hängt übrigens auch von dem Alter des Gewölbes ab, indem der Mörtel lange Zeit zur Erhärtung braucht und um so fester wird, je älter er ist. Aus diesem Grunde darf ein Gewölbe, welches schon kurze Zeit nach der Herstellung ausgerüstet wird, nicht sogleich stark und in ungünstiger Weise belastet werden. Es geht dies aus den in Österreich angestellten Versuchen klar hervor. Die Versuchsgewölbe bei Purkersdorf[12]), welche bei den Belastungsproben erst 2 bis 3 Monate alt waren, stürzten schon bei Belastungen von 3 bis 3,6 **t/qm**, entsprechend einer Belastungshöhe von weniger als 2 **m**, ein, obwohl die Scheitelstärken von 0,60 bezw. 0,70 **m** bei 23 **m** Spannweite und 4,6 **m** Pfeilhöhe nicht ungewöhnlich klein waren. Die gröfsten Pressungen erreichten bei der Bruchbelastung nach den Berechnungen von

[12]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 20—34, auch als Sonderabdruck erschienen.

Melan und Neumann nur die in vorstehender Zusammenstellung enthaltenen Werte und waren somit erheblich kleiner, als die in mehreren ausgeführten und wohl erhaltenen Bruchstein- und Betongewölben wirklich vorkommenden Pressungen (vergl. die vorstehende Tabelle auf S. 150 bis 152).

Die Ergebnisse liefern zugleich in der letzten Reihe einen Maſsstab für die Haftfähigkeit des Mörtels.

4. Die Elastizität der Bausteine, des Mauerwerks und Betons. Durch die angestellten Versuche kann als festgestellt gelten, daſs sowohl die Bausteine, als der Mörtel und das aus beiden zusammengesetzte Mauerwerk, desgl. Beton durch Druck zusammengepreſst und durch Zug ausgedehnt werden. Der Elastizitätskoeffizient ist freilich noch nicht so genau und sicher als für Metalle ermittelt worden und dürfte bei diesen Baustoffen ohnehin innerhalb ziemlich weiter Grenzen veränderlich sein. Durchschnittlich kann man ihn etwa = $^1/_{40}$ desjenigen von Eisen annehmen, also zu etwa 50000 **kg/qcm**. Die gefundenen Zahlen schwanken zwischen 25000 und 400000 **kg/qcm**, wozu jedoch zu bemerken ist, daſs sie in vielen Fällen auf mehr oder weniger anfechtbare Weise (z. B. durch Berechnung aus der gemessenen Scheitelsenkung belasteter Brücken) hergeleitet worden sind.

Das Mauerwerk verhält sich zwar gegen Druck und Zug elastisch, unterscheidet sich aber von dem Eisen dadurch, daſs es bei dem wiederholten Wechsel der Beanspruchung nicht völlig in den früheren Zustand zurückzukehren scheint, sondern auſser den rein elastischen auch kleine bleibende Formveränderungen annimmt. Eine Elastizitätsgrenze wie beim Eisen in dem Sinne, daſs unterhalb derselben nur federnde Zusammendrückungen ohne bleibende Formveränderung vorkommen, scheint es bei Mauerwerkskörpern nicht zu geben, indessen sind die bezüglichen Verhältnisse noch nicht genügend geklärt.

Untersuchungen über die Druckelastizität des Betons, welcher bei der vorwiegenden Beanspruchung dieses Materials auf Druck die gröſste Bedeutung zukommt, sind von Hartig, Bauschinger, im besonderen aber von v. Bach durchgeführt worden. Durch die v. Bach'schen Ermittelungen ist der Nachweis erbracht, daſs innerhalb gewisser Grenzen, sowohl beim Zementmörtel als auch beim Beton, das Hooke'sche Gesetz keine Gültigkeit besitzt, daſs vielmehr Formänderungen in höherem Maſse wachsen als die verursachende Kraft, daſs also der gröſseren Zusammendrückung eine geringere Spannung entspricht als der kleineren. Für niedrige Druckspannungen hat man also mit einer geringeren Dehnungsziffer, also höheren Elastizitätszahl zu rechnen, als für hohe Druckspannungen.

Als Mittelwerte der Elastizitätszahlen werden für guten Beton gewöhnlich 200000 **kg/qcm** für niedrige und 80000 bis 100000 **kg/qcm** für hohe Spannungen angenommen.

Auch Temperatur und Nässe bringen eine Formveränderung der Steine hervor, worüber einzelne Beobachtungen vorliegen. Die nach Ausrüstung der groſsen Sandsteingewölbe der Albert-Brücke in Dresden angestellten Beobachtungen Kuhn's ergaben bei Zunahme und Abnahme der Temperatur ein Steigen und Sinken der Gewölbe, woraus man folgerte, daſs diese Sandsteingewölbe sich innerhalb der Temperaturgrenzen von 15 bis 20° C., für 1° C. etwa um 0,0000088, also für 100° C. um 0,00088 ihrer Länge ausgedehnt haben, was einer Längenausdehnung derselben von etwa $^2/_3$ derjenigen des Stabeisens entspricht.

Der Ausdehnungskoeffizient des Betons ist nahezu gleich dem des Stabeisens und von Bouniceau für 1° C. und Portlandzement-Beton zu 0,00001370 angegeben. Eine verschiedene Beschaffenheit des Sand- und Schottermaterials bedingt nur kleine und unerhebliche Schwankungen dieser Ziffer.

Die mit angenäfsten Prismen aus Stein- und Zementmörtel angestellten Untersuchungen haben gezeigt, dafs eine Nässung mit Salzlösung, wie sie bei Seebauten vorkommt, eine gröfsere Formänderung hervorbringt als gewöhnliches Wasser und dafs diese nach dem Austrocknen nicht mehr vollständig verschwindet. So betrug die Ausdehnung eines bis zur halben Dicke angenäfsten Prismas aus

	reinem Zement	1 Zement 2 Sand	Cottaer Sandstein	grobem Kieselsandstein
Genäfst mit Wasser . . .	—	0,000157	0,00001	0,0000131
„ „ Salzwasser . .	0,000783	—	0,000245	0,0000460
			0,000197 (bleibend).	

Die mit verschiedenen, in einem Troge vollständig angenäfsten Sandsteinsorten angestellten Messungen haben Ausdehnungen von 0,00006 bis 0,00012 ihrer ursprünglichen Länge ergeben.

5. Die Druckfestigkeit des Baugrundes. Nach mehrfachen Versuchen und zahlreichen Erfahrungen beträgt die zulässige Belastung des natürlichen Baugrundes beim Lehm- oder bei mit Sand untermischtem Tonboden von hinreichender Ausdehnung und Mächtigkeit 2 bis 3 **kg/qcm**, bei gewöhnlichem festen Baugrunde 4 bis 5 **kg/qcm**; desgleichen kann die zulässige Belastung des **qcm** Sandboden zu 4 bis 5 **kg/qcm** angenommen werden.[13])

Bei sehr festem, trockenem, auf felsigem Untergrunde ruhendem Tonboden steigt die zulässige Belastung auf 7 bis 12 **kg/qcm**, und erhöht sich bei felsigem Untergrunde noch bedeutend je nach dessen Festigkeit und Dichtheit.

Die zulässige Belastung des künstlich befestigten Baugrundes[14]) beträgt bei Anwendung von Sandschüttungen mit durchschnittlich 2 **m** Mächtigkeit 2 bis 3 **kg/qcm**, von Schwellrost 2 bis 3 **kg/qcm**, von Betonierung auf festem und mindestens 0,75 bis 1 **m** mächtigen Untergrunde 4 bis 5 **kg/qcm**; von Pfahlrost bei

a) tiefstehendem Moorboden, der auf 0,6 **qm** Grundfläche einen Pfahl von 5000 bis 7500 **kg** Tragfähigkeit aufnimmt, 0,8 bis 1,2 **kg/qcm**,
b) besserem Baugrunde, wobei auf 0,8 **qm** mit 4facher Sicherheit ein Pfahl von 25000 **kg** Tragfähigkeit zu rechnen ist, 2 bis 4 **kg/qcm**,
c) besserem Baugrunde und genügendem Eintreiben der Pfähle in die feste Bodenschichte 4 bis 5 **kg/qcm**,
d) festerem, durch Pfähle gedichteten Lehm-, Ton- oder Sandboden bis 7 **kg/qcm**.

In jedem zweifelhaften oder wichtigeren Falle ist die Tragfähigkeit des Baugrundes besonders zu ermitteln; dies geschieht entweder durch unmittelbare, längere Zeit dauernde Belastung oder durch Einrammen von Versuchspfählen; aus der Gröfse des Eindringens dieser beim letzten Schlage berechnet man die Tragfähigkeit derselben.

---

[13]) Versuche mit dem sandigen Untergrunde der Berliner Verbindungsbahn ergaben 4,5 kg/qcm (vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 496).

[14]) Über diese und die folgenden Angaben vergl. Heinzerling, Angreifende und widerstehende Kräfte. — Über die Bestimmung der Tragkraft von Pfählen vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145, 533; 1897, S. 46, 160, 1903, No. 44, S. 273 und No. 103, S. 649.

Bezeichnet

Q das Gewicht des Rammklotzes und
G das Gewicht des Pfahles, beides in **kg**,
h die Fallhöhe des Rammklotzes,
s die Tiefe des Eindringens bei dem letzten Schlage, und
n einen Sicherheitskoeffizienten, den Eytelwein gleich 4 setzt,

so beträgt nach Brix die zulässige Belastung des Pfahles

$$P = \frac{G}{n}\left(\frac{Q}{Q+G}\right)^2 \cdot \frac{h}{s}.$$

Die Gröfsen h und s müssen beide in der gleichen Längeneinheit ausgedrückt werden, also z. B. beide in **cm** oder beide in **mm**. Ist P gegeben, so liefert die Formel das zugehörige s.

Nach Kreuter verhält sich die Tragfähigkeit eines Pfahles zum Gewichte des Rammklotzes wie der Unterschied der mittleren Fallhöhen zum Unterschied der mittleren Eindringungstiefen; bezeichnet also P die Tragfähigkeit des Pfahls, Q das Gewicht des Rammklotzes, stellen weiter h_1 und h_2 die Fallhöhen des Bären in 2 aufeinanderfolgenden Hitzen, s_1 und s_2 die Eindringungstiefen des Pfahls in derselben Zeit vor, so folgt mithin P aus der Beziehung:

$$\frac{P}{Q} = \frac{h_1 - h_2}{s_1 - s_2},$$

eine Formel, die bei Ausführungen als zutreffend befunden wurde, und zwar um so mehr, je gröfser die Fallhöhen sind und je weniger der Pfahl noch eindringt. Naturgemäfs ist auch hier der Pfahl nur mit $\frac{1}{5}P$ bis $\frac{1}{10}P$ zu belasten.

Pfählen, welche bei einer Hitze von 15 bis 20 Schlägen eines 400 **kg** schweren Rammklotzes zuletzt nur 13 **mm** eingedrungen sind, entspricht nach mehrfachen Beobachtungen eine Tragfähigkeit von 17500 **kg**. Sganzin gibt die Tragfähigkeit von Pfählen, die bei Anwendung einer

Kunstramme mit etwa 625 **kg** schwerem Bär und 3,5 **m** Fallhöhe in einer Hitze von 10 Schlägen, oder einer

Zugramme mit ebenso schwerem Bär und 1,2 **m** Fallhöhe in einer Hitze von 30 Schlägen

etwa 12 **cm** eingedrungen sind, zu 26000 **kg** an. Vergl. hierzu auch den vierten Teil des Handbuches der Ingenieurwissenschaften, erste Abteilung, Kap. III, § 6 (2. Aufl.), 1897.

B. Die Grundzüge der statischen Berechnung.

§ 4. Die statische Berechnung der Plattenbrücken. Die Platten sind als frei auf 2 Stützen aufliegende Balken zu berechnen, wobei man die Stützweite l von Mitte zu Mitte der Auflagerflächen zu rechnen hat. Es sei

c die Plattenstärke,
e die Überschüttungshöhe,
p die Höhe der Verkehrsbelastung,

alles in Metern und auf Platten vom Gewicht γ **t/cbm** bezogen. Für einen 1 **m** tiefen Streifen erhält man das gröfste Biegungsmoment

$$M = (c + e + p)\,\frac{l^2}{8}\cdot\gamma \text{ in mt.}$$

Die gröfste Beanspruchung der Platte auf Zug und Druck folgt hieraus:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{c^2} \text{ in t/qm.}$$

Für die zulässige Stützweite erhält man hieraus die Formel

$$l = 2c\sqrt{\frac{\sigma}{3\gamma(c+e+p)}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 14.$$

Beispielsweise ist für $c = 0{,}20$ m, $e + p = 1{,}20$ m, $\gamma = 2{,}4$ und $\sigma = 50$ t/qm (1 t/qm = 0,10 kg/qcm):

$$l = 2 \cdot 0{,}20\sqrt{\frac{50}{3 \cdot 2{,}4 \cdot 1{,}40}} = 0{,}89 \text{ m.}$$

Die zulässige Zugbeanspruchung von Steinplatten kann nach zahlreichen Versuchen bei ungefähr 20facher Sicherheit wie folgt angenommen werden:

Quarzfels	8 kg/qcm	Sandstein im Mittel .	4,5 kg/qcm
Basalt	6 „	Kieselschiefer . . .	2,0 „
Glimmerschiefer . .	5 „	Kalkstein	1,5 „
Granit	5 „	Grauwackenschiefer .	1,4 „

Die Auflagerbreite der Platten beträgt etwa 1/5 der Stützweite; es ist alsdann

Lichtweite der Öffnung $l' = 0{,}8 \times$ Stützweite,

Gesamtlänge der Platten $L = 1{,}2 \times$ Stützweite,

oder auf die Lichtweite bezogen

Gesamtlänge der Platten $L = 1{,}5 \times$ Lichtweite,

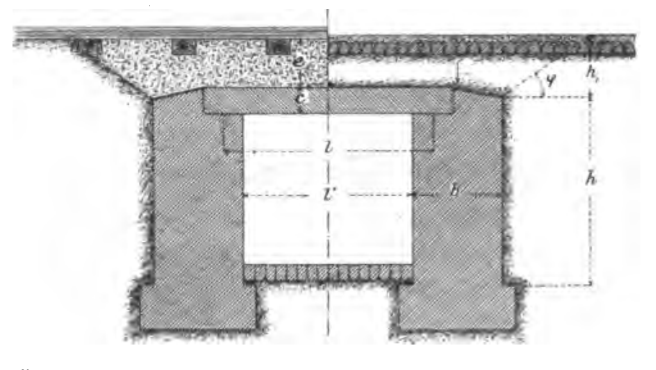
Stützweite der Platten $l = 1{,}25 \times$ Lichtweite.

Für die Wahl der Plattenstärke c oder Länge l' sind ferner folgende Formeln anwendbar:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{a) } c = 0{,}2\ l' + 0{,}10 \text{ m, wenn } e < 1{,}5 \text{ m} & \text{und} \\ \text{b) } c = 0{,}24\ l' + 0{,}12 \text{ m, } \quad „ \quad e > 1{,}5 \text{ m} & \text{ist} \end{array}\right\} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 15.$$

Bei dem vorstehenden Beispiele würde, da $e < 1{,}5$ m ist, sich nach Gleichung a) ergeben: $0{,}2 = 0.2 \cdot x + 0{,}10$ m, woraus $x = 0{,}5 = l'$ und $l = \frac{l'}{0{,}8} = 0{,}625$ folgt. Die Formel dürfte mithin gegenüber der genaueren Rechnung zu kleine Werte ergeben.

Abb. 6.



Die Stärke der Wangenmauern kann nach der Formel

$$w = 0{,}4\,h_0 + 0{,}30 \text{ m} \quad . \; . \quad 16.$$

gewählt werden, wo h_0 die Höhe der lichten Öffnung bedeutet. Will man genauer rechnen, so sind die Wangenmauern als Futtermauern von der Höhe h (Abb. 6) anzusehen, welche den Seitendruck der Hinterfüllung einschliefslich deren Überlast auszuhalten haben und durch die Deckplatte nebst deren Überschüttung und Verkehrslast lotrecht belastet werden. Die am besten graphisch auszuführende Berechnung wird einerseits den gröfsten Fugendruck in der Mauer, anderseits die Pressung auf den Boden zu bestimmen haben.

Die Steinplatten sind da, wo geeignete Steine zur Verfügung stehen, zur Überdeckung kleiner Öffnungen bis zu etwa 1 m Lichtweite sehr zweckmäfsig.

Wird zur Überdeckung der Brückenöffnung an Stelle der Steinplatte eine solche aus Beton-Eisenkonstruktion verwendet, so kann die Berechnung dieser auf dem nachstehenden, für die Praxis vollkommen ausreichenden Näherungswege ausgeführt werden.[15])

Zunächst ist auf die Verschiedenheit der beiden zu einem Tragkörper vereinigten Baustoffe und bezüglich dieser auf das Verhältnis der beiderseitigen Elastizitätskoeffizienten Rücksicht zu nehmen. Letzteres sei mit α bezeichnet; es ergibt sich unter der Annahme, dafs E für Eisen $= E_e$[16]) $= 2000000$ **kg/qcm** im Mittel, desgl. für Beton $= E_b$, für hohe Spannungen $= 80000$ **kg/qcm**, für niedere Spannungen $= 200000$ **kg/qcm** ist, zu $\alpha =$ rd. $\frac{2000000}{80000} =$ rd. 25, bezw. $= \frac{2000000}{200000} =$ rd. 10.

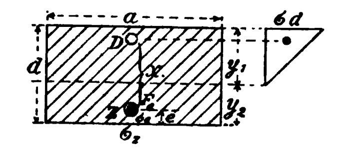
Da, wie weiter unten gezeigt wird, die Spannungen im Beton von der Zahl α nicht sehr erheblich beeinflufst werden, so hat auch die Wahl der für Beton sehr verschieden angegebenen Elastizitätskoeffizienten auf das Ergebnis nicht den grofsen Einflufs, den man zu erwarten geneigt ist.

Es werde zuerst die Annahme gemacht, dafs sowohl Eisen als auch Beton Zugkräfte aufnehmen; hierbei ist zu untersuchen, ob die im Beton auftretenden Zugspannungen die Zugfestigkeit desselben nicht überschreiten, also keine Risse hervorrufen. Nach neueren Versuchen kann die Zugfestigkeit des Betons in Beton-Eisenkonstruktionen zu etwa 30 **kg/qcm** angenommen werden, reicht also annähernd an die Gröfse der zulässigen Druckbeanspruchung heran.

Weiterhin wird dann zu untersuchen sein, wie sich die Zugspannungen im Eisen und die Druckspannungen im Beton stellen, wenn das Eisen allein die gesamten Zugkräfte aufnimmt, auf eine Mitwirkung des Betons hierbei also nicht gerechnet wird.

Zur Ermittelung der in der Beton-Eisenplatte auftretenden Spannungen denke man sich (Abb. 7) einen Teil derart aus der Platte herausgeschnitten, dafs in der Mitte desselben gerade ein Eisenquerschnitt (nur bei Z in Abb. 7) liegt. Die Breite eines solchen Streifens sei a, seine Stärke d, die Entfernung des Mittelpunktes der Eiseneinlage von der Unterkante der Platte sei e, der Querschnitt des Eisens F_e und das den Querschnitt beanspruchende Moment M_e. Hiermit sei angedeutet, dafs dies Moment nur für einen a Meter breiten Streifen entwickelt werden soll. Alsdann ergibt sich unter Berücksichtigung der einleitenden Ausführungen die Gröfse der Querschnittsfläche, als einheitlicher Betonkörper dargestellt, zu:

Abb. 7.



$$F = a \cdot d + \alpha \cdot F_e \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 17.$$

Ferner wird das statische Moment S, sowie das Trägheitsmoment J dieser Fläche, bezogen auf die Querschnittsoberkante, bestimmt:

$$S = a \cdot d \cdot \frac{d}{2} + \alpha F_e \, (d - e),$$
$$J = \frac{a d^3}{3} + \alpha F_e \, (d - e)^2.$$

Die Entfernung y_1 der Schwerlinie von der Oberkante folgt weiter aus der Gleichung: $y_1 = \frac{S}{F}$. Alsdann ergibt sich das Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf letztere Achse (s): $J_s = J - F y_1^2$; mit Hilfe dieses Wertes folgen nunmehr aus der Gleichung $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{v M}{J_s}$ die gröfsten Spannungen σ_d, σ_z, σ_e, auftretend in

[15]) Vergl. W. Ritter, Die Bauweise Hennebique. Schweiz. Bauz. Bd. 33, 1899, S. 49 u. 59.

[16]) Der Index e bezieht sich in den nachfolgenden Berechnungen stets auf Eisen, b auf Beton.

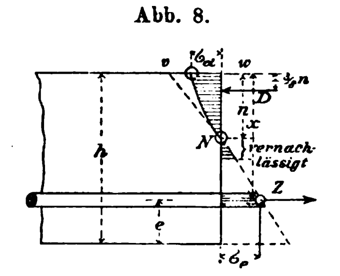
der auf Druck beanspruchten Querschnittsoberkante, sowie in der gezogenen Unterkante und im Eisenquerschnitte:

$$\sigma_d = \frac{y_1 M_a}{J_s}; \quad \sigma_z = \frac{y_3 M_a}{J_s}; \quad \sigma_e = \alpha \cdot \frac{(y_2 - e)}{J_s} M_a \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 18.$$

Soll zweitens das Eisen — und diese Untersuchung erscheint die wichtigere — wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons oder wegen zu erwartender Risse in diesem die gesamte auftretende Zugkraft allein aufnehmen, so wird zunächst zu untersuchen sein, welche Lage alsdann die vorher gefundene Null-Linie einnimmt (Abb. 8).

Da der untere Teil des Betonquerschnittes als nicht mehr wirkend anzunehmen ist, hat sich die Null-Linie nach oben verschoben. Unter der üblichen Annahme, dafs sich die Spannung oberhalb dieser Linie nach einer Geraden (der in Abb. 8 von N aus nach links oben gehenden punktierten Geraden) verteilt, ergibt sich alsdann: $\sigma_d = (v\,w)$; D = Druckkraft im Beton $= \frac{1}{2}\,\sigma_d\,a\,.\,n$; Z = Zugkraft im Eisen $= \sigma_e F_e$, worin a wiederum die Breite des in Betracht gezogenen Querschnittsteiles darstellt. Da ferner nur die Kräfte D und Z parallel zur Plattenachse den Querschnitt beanspruchen, mufs zugleich $D = Z$ sein.

Abb. 8.



Ferner folgt bei Annahme eben bleibender Querschnitte, dafs die (negative) Dehnung ε_D der äufsersten Druckfaserschicht sich verhält zu der (positiven) Dehnung ε_e in der Achse der Eiseneinlage, wie der jeweilige Abstand von der Null-Linie, mithin

$$\frac{\varepsilon_D}{\varepsilon_e} = \frac{n}{h - n - e}.$$

Es ist aber

$$\varepsilon_D = \frac{\sigma_D}{E_b}, \quad \varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_e}, \quad \text{also auch:} \quad \frac{\varepsilon_D}{\varepsilon_e} = \frac{E_e}{E_b}\,\frac{\sigma_D}{\sigma_e} = \frac{\alpha\,\sigma_D}{\sigma_e}$$

woraus folgt:

$$\frac{\alpha\,\sigma_D}{\sigma_e} = \frac{n}{h - n - e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 19.$$

Weiter folgt aus

$$D = Z, \quad \frac{1}{2}\,\sigma_d\,a\,.\,n = \sigma_e F_e, \quad \frac{\sigma_d}{\sigma_e} = \frac{2\,F_e}{a\,n}.$$

Wird dieser Wert in die Gleichung 19 eingeführt, so ergibt sich:

$$\frac{2\,\alpha\,F_e}{a\,n} = \frac{n}{h - n - e}$$

$$a\,n^2 = 2\,\alpha\,F_e\,(h - n - e) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 20.$$

Durch Auflösung dieser Gleichung nach n erhält man

$$n = \frac{\alpha\,F_e}{a}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,(h - e)\,a}{\alpha\,F_e}} - 1\right]$$

womit die Lage der Null-Linie gefunden ist.

D und Z bilden ein Kräftepaar mit dem Hebelarm $\left(h - \frac{n}{3} - e\right)$, also ist

$$D = Z = \frac{M_a}{h - \frac{n}{3} - e}$$

und da $D = \frac{\sigma_D\,.\,a\,.\,n}{2}$, $Z = F_e\,\sigma_e$ ist, so ergibt sich

$$\sigma_d = \frac{2\,D}{a\,n}, \quad \sigma_e = \frac{Z}{F_e} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 21.$$

Nimmt man mit **Ritter** (vergl. Anm. 15) an, dafs — wie Abb. 8 in der schraffierten Fläche darstellt — die Spannungsverteilung oberhalb der Null-Linie nach einer Parabel mit dem Scheitel in der Plattenoberkante (also nach einem bekannten Parabelgesetze, wenn $v\,N$ Tangente in N ist, in der Mitte zwischen v und w) verläuft, so gehen die vorstehend entwickelten Gleichungen in die folgenden Formen über:

$$D = \frac{2}{3}\,\sigma_d \,.\, a \,.\, n\,;$$

$$Z = \sigma_e F_e\,; \quad \sigma_d = \frac{v\,w}{2}\,; \quad v\,w = 2\,\sigma_d\,;$$

$$\frac{2\,\alpha\,\sigma_d}{\sigma_e} = \frac{n}{(h - n - e)} \quad \ldots \quad 19^a.$$

$$a\,n^2 = 3\,\alpha\,F_e\,(h - n - e) \quad \ldots \quad 20^a.$$

Da ferner der Schwerpunkt der Parabelfläche um $^3/_8\,n$ von der Plattenoberkante entfernt liegt, so ergibt sich weiter:

$$D\left(h - \frac{3}{8}\,n - e\right) = Z\left(h - \frac{3}{8}\,n - e\right) = M_a$$

und schliefslich:

$$\sigma_d = \frac{3\,D}{2\,.\,a\,.\,n}\,; \quad \sigma_e = \frac{Z}{F_e} \quad \ldots \quad 21^a.$$

Der einfache Gang der Rechnung sei an dem nachfolgenden Zahlenbeispiele klargelegt.

Eine 1,5 m weit frei aufliegende Beton-Eisenplatte habe bei einer Stärke in der Mitte von 10 cm eine gleichmäfsig verteilte Verkehrslast von 1550 **kg** und eine Eigenlast von 250 **kg** für je 1 **qm** zu tragen. Die Entfernung der Eiseneinlagen betrage 20 **cm**; dieselben mögen aus Rundeisen von 1,4 cm bestehen und 2 cm vom unteren Rande entfernt liegen. Alsdann ergibt sich das auf 1 m Breite der Platte wirkende Biegungsmoment M zu:

$$M = \frac{q\,l^2}{8} = \frac{(1550 + 250)\,.\,1{,}5^2}{8} = \text{rd. } 50\,600\ \mathbf{kg}\,.\,\text{cm}.$$

Mithin wirkt auf die Breite $a = 20$ cm $= \frac{1}{5}$ m ein Moment von $\frac{1}{5}\,.\,M = \frac{50\,600}{5} = 10\,120$ **kg**.cm $= M_a$ ein.

Weiter wird bei $\alpha = 25$:

$$F = a\,.\,d + \alpha\,F_e = 20\,.\,10 + 25\,.\,\frac{\pi\,d^2}{4} = 200 + 25\,.\,\frac{\pi\,1{,}4^2}{4} = 200 + 25\,.\,1{,}54 = 238{,}5\ \text{qcm}.$$

Ferner wird

$$S = a\,.\,d\,.\,\frac{d}{2} + \alpha\,F_e\,(d - e) = 200\,.\,5 + 38{,}5\,(10 - 2) = 1000 + 308 = 1308\ \text{cm}^3$$

und

$$J = \frac{a\,d^3}{3} + \alpha\,F_e\,(d - e)^2 = \frac{20\,.\,1000}{3} + 38{,}5\,.\,8^2 = 6666 + 2464 = 9130\ \text{cm}^4,$$

sowie

$$y_1 = \frac{S}{F} = \frac{1308}{238{,}5} = 5{,}5\ \text{cm}; \quad y_2 = 10 - 5{,}5 = 4{,}5\ \text{cm}$$

und

$$J_s = 9130 - F\,.\,5{,}5^2 = 9130 - 7215 = 1915\ \text{cm}^4.$$

Nunmehr ergibt sich:

$$\sigma_d = \frac{y_1\,M_a}{J_s} = \frac{5{,}5\,.\,10\,120}{1915} = \text{rd. } 29\ \mathbf{kg/qcm}.$$

$$\sigma_z = \frac{y_2\,M_a}{J_s} = \frac{4{,}5\,.\,10\,120}{1915} = \text{rd. } 24\ \mathbf{kg/qcm}.$$

$$\sigma_e = \frac{\alpha\,(y_2 - e)\,M_a}{J_s} = \frac{25\,.\,2{,}5\,.\,10\,120}{1915} = \text{rd. } 330\ \mathbf{kg/qcm}.$$ [17]

Alle drei Werte können als zulässig bezeichnet werden, da weder die erlaubte Druckspannung im Beton noch die gestattete Zugspannung im Eisen überschritten wird und ein Eintreten von Rissen im Beton nicht zu befürchten steht.

Berechnet man — zweitens — die Spannungen unter der Voraussetzung, dafs der Beton keine Zugspannungen erhalten soll oder sich mit dem Entstehen von Rissen auf der Plattenunterkante die Spannungs-

[17]) Rechnet man bei diesem Beispiele mit $\alpha = 10$, d. h. E_b zu 200 000 kg/qcm, so ergibt sich: $\sigma_d = 29$ kg/qcm, $\sigma_z = 27$ kg/qcm, $\sigma_e = 154$ kg/qcm, d. h. nur der letztere, auf das Eisen bezügliche Wert erleidet durch die sehr beträchtliche Änderung des Wertes α eine erhebliche Veränderung.

verteilung vollkommen ändere, so erhält man zunächst aus der Gleichung 20: $a n^2 = 2 \alpha F_e (h - n - e)$ die Beziehung: $20 n^2 = 2 . 25 . 1{,}54 (10 - n - 2)$ und hieraus nach Auflösung der quadratischen Gleichung: $n = 3{,}97$ cm.

Alsdann wird

$$D = Z = \frac{M_a}{h - \frac{1 n}{3} - e} = \frac{10120}{10 - 1{,}32 - 2} = \text{rd. } 1515 \text{ kg},$$

$$\sigma_d = \frac{2 . D}{a . n} = \frac{2 . 1515}{20 . 3{,}97} = \text{rd. } 38{,}2 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{1515}{1{,}54} = \text{rd. } 983 \text{ kg/qcm},$$

Ein ähnliches Resultat liefert auch die Gleichung 19:

$$\frac{\alpha \sigma_d}{\sigma_e} = \frac{n}{h - n - e};$$

$$\frac{25 . 38{,}2}{\sigma_e} = \frac{3{,}97}{10 - 3{,}97 - 2} = \frac{3{,}97}{4{,}03};$$

$$\sigma_e = \frac{25 . 38{,}2 . 4{,}03}{3{,}97} = 975 \text{ kg/qcm}.$$

Dafs beide Ergebnisse von σ_e nicht genau übereinstimmen, liegt daran, dafs nur mit einer bezw. zwei Dezimalstellen gerechnet worden ist.

Wie aus den vorstehenden Ausführungen ersichtlich, gilt die gegebene Berechnungsweise für eine jegliche, in Beton-Eisenbau hergestellte Platte, da die einzelnen Gleichungen unabhängig von einer Sonderkonstruktion abgeleitet wurden. Es kann demgemäfs das Verfahren auf Ausführungen nach Monier, Hennebique u. a. Anwendung finden.

§ 5. Die Arten der Brückengewölbe und die Entwickelung ihrer Theorie. Im Brückenbau kommen nur die Tonnengewölbe vor, welche einfach herzustellen und widerstandsfähig sind, auch den Druck auf die Pfeiler und Widerlager in klarer Weise übertragen. Nach der Wirkungsweise kann man 2 Gewölbearten unterscheiden, nämlich Gewölbe aus keilförmig bearbeiteten und aufeinander wirkenden Steinen einerseits und aus einer zusammenhängenden, mehr oder weniger einheitlichen und festen Masse andererseits. Beide Arten üben einen Schub auf ihre Widerlager aus und für ihren Gleichgewichtszustand gelten die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen zwischen den äufseren und inneren Kräften. Die erste Klasse würde am reinsten dargestellt werden durch unelastische Quadersteine mit Trockenfugen, wobei jeder Stein gegen Gleiten auf den Lagerfugen und gegen Drehen um seine Kanten gesichert sein mufs; die zweite Klasse dagegen durch einen aus einer einzigen und gleichartigen elastischen Masse bestehenden Bogen, welcher nach den Gleichgewichtsbedingungen elastischer Bogenträger zu beurteilen sein würde. Das wirkliche Verhalten liegt bei den steinernen Brückengewölben in der Mitte zwischen beiden Arten, mit der Mafsgabe, dafs Quadergewölbe der ersten, Gewölbe aus Backsteinen und Bruchsteinen in Zementmörtel oder aus Beton der zweiten Klasse nahekommen.

Ältere und neuere Theorien. Die erste, auf die Annahme, dafs Gewölbesteine nur Gleitbewegungen ausführen können, gestützte Gleitungstheorie stellte de la Hire im Jahre 1712 auf, indem er voraussetzte, dafs der mittlere Teil des Gewölbes auf den, etwa in der halben Höhe des Gewölbes gedachten, glatten Fugen der unteren Gewölbeteile abzugleiten strebe. Eytelwein erweiterte diese Theorie im Jahre 1808, indem er eine Vermehrung der Fugen und diese selbst zuerst auch glatt annahm, später aber auch die Reibung berücksichtigte.

Die zweite Theorie, auf der Voraussetzung begründet, dafs Gewölbesteine auch Drehbewegungen ausführen können, die „Kantungstheorie“, stellte Coulomb im Jahre 1773 auf, indem er annahm, dafs dem Einsturze eines Gewölbes innerhalb seiner Schenkel die Bildung einer Bruchfuge vorangehe und dafs der Einsturz selbst erfolge entweder durch Gleiten des oberen Gewölbeteiles auf den beiden unteren Gewölbeteilen, oder durch eine Drehung der einzelnen Wölbstücke um ihre Kanten nach innen oder nach aufsen, nach innen, wenn der obere Teil, nach aufsen, wenn die beiden unteren Teile mehr belastet seien. Die von Boistard im Jahre 1808 im grofsen Mafsstabe angestellten Versuche bestätigten diese Theorie, zeigten aber, dafs man in allen praktischen Fällen den Einsturz der Gewölbe nur durch Kantung, nicht aber durch Gleiten auf ihren Lagerflächen zu erwarten habe. Während in den Jahren 1820 Audoy, 1823 Lamé und Clapeyron, 1826 Navier und 1827 Mery diese Theorie erweiterten, ersetzte Poncelet im Jahre 1835 deren analytische Behandlung durch eine graphische.

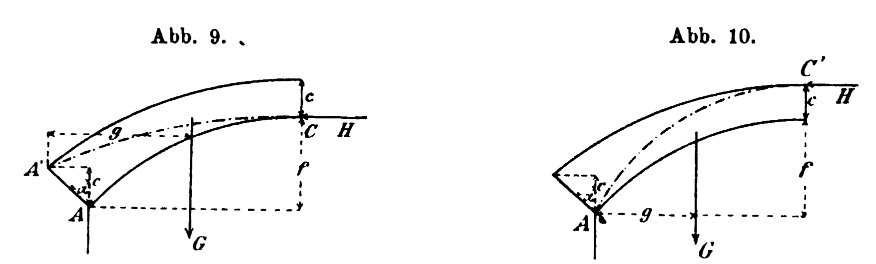


Abb. 9. Abb. 10.

Im Verlaufe dieser Untersuchungen wurden die mit der höheren oder tieferen Lage des Druckmittelpunktes in der Scheitel- und Kämpferfuge wechselnden Werte des Horizontalschubes, insbesondere dessen Maximum und Minimum bestimmt. Mit Bezug auf Abb. 9 u. 10 ist nämlich

$$H\,max = \frac{G \cdot g}{f - c},$$

wenn der Horizontalschub im untersten Punkte C der Scheitelfuge angreift und das Gewölbe um den obersten Punkt A' der Kämpferfuge zu drehen sucht, und

$$H\,min = \frac{G \cdot g}{f + c},$$

wenn der Horizontalschub im obersten Punkte C' der Scheitelfuge angreift und das Gewölbe um den untersten Punkt A der Kämpferfuge zu drehen sucht.

Die dritte Theorie, die der „Stützlinie“, stellte Gerstner im Jahre 1831 auf und gründete sie auf die Annahme, dafs das Gleichgewicht eines Gewölbes sich ebenso, nur in umgekehrter Lage herstelle, wie bei einer beiderseits aufgehängten, gleichartig belasteten Kette. Diese Theorie wurde u. a. von Hagen im Jahre 1844 und 1862, von Bauernfeind im Jahre 1846, von Schwedler im Jahre 1859, von Heinzerling im Jahre 1869, von Ott im Jahre 1870 und von Wittmann im Jahre 1878 erweitert und für die Praxis bearbeitet. Während Gerstner den Satz aufstellte, dafs die Richtung der Gewölbefugen überall normal auf der Mittelkraft aller Pressungen in dem Gewölbe stehen müsse, nahm Hagen an, dafs die Stützlinie genau durch die Mitte der Scheitel- und Auflagerfuge gehe und dafs an allen den Stellen, wo sie sich der inneren oder äufseren Wölblinie am meisten nähere (also an allen schwachen Stellen des Gewölbes, wo der Baustoff am stärksten geprefst werden würde) eine Verbesserung der Form oder der Belastung des auszuführenden Gewölbes vorzunehmen sei. Bauernfeind untersuchte für die Annahme, dafs in einem Gewölbe von gegebener Form die Stützlinie in

der Mitte der Gewölbefläche liegt, deren Belastungskurve und berechnete die Gewölbestärken nach einer von der Spannweite und dem Pfeilverhältnisse abhängig gedachten Widerstandsfähigkeit des Gewölbestoffes. Schwedler entwickelte in seiner Theorie der Stützlinie die Gleichungen der Belastungslinie für Kreis- und Korbbogengewölbe, sowie die Gewölbeform für wagerecht abgeglichene Belastung.

Um die theoretische Unbestimmtheit der Lage der „Mittellinie des Druckes" (Verbindungslinie der Druckmittelpunkte in den Lagerfugen der einzelnen Gewölbesteine) eines Gewölbes zu beseitigen, stellte Moseley in dem *„Philosophical magazine"* im Jahre 1835 und in den *„Philosophical transactions"* im Jahre 1837 seine Theorie nach dem Prinzip des kleinsten Widerstandes auf und bezeichnete mit Hilfe jenes Prinzips unter den vielen in einem stabilen Gewölbe möglichen Linien dieser Gattung diejenige als die tatsächlich eintretende, welche dem möglichst kleinen Horizontalschube entspricht. Eine 1840 in den *Annales des ponts et chaussées* erschienene Abhandlung von Mery stellte die Bedingung auf, dafs diese Mittellinie des Druckes in ihrem ganzen Verlaufe sich weder der äufseren noch der inneren Wölblinie um mehr als ein Drittel der Bogenstärke nähern dürfe. Der Moseley'schen Gewölbetheorie schlofs sich Scheffler[18]) an, indem er sie berichtigte, erweiterte und mit ausführlichen, für die Praxis berechneten Tabellen versah, sowie im Jahre 1873 Ceradini, welcher die Scheffler'sche Arbeit in Bezug auf die Bestimmung der Lage der Stützlinie ergänzte.

Um die Form des Gewölbes so wählen bezw. so verbessern zu können, dafs der gröfste Druck auf die Flächeneinheit der Wölbfuge möglichst klein wird, stellte Hagen im Jahre 1844 und 1862 seine Theorie nach dem Prinzip der günstigsten Beanspruchung auf, wobei er fand, dafs diejenige Stützlinie dieser Bedingung am meisten entspreche, bei welcher an allen den Stellen, wo sie sich der inneren und äufseren Wölblinie am meisten nähert, also im Scheitel C, in den Bruchfugen D, E und an den Kämpfern A, B die lotrechte Projektion ihres kleinsten Abstandes von der inneren oder äufseren Gewölbelinie die gleiche wird (s. Abb. 11).

Ein ähnliches Prinzip stellte auch Culmann im Jahre 1866 auf, indem er unter allen Drucklinien diejenige als die wirkliche bezeichnete, welche sich der Achse des Gewölbes in der Art am meisten nähert, dafs der Druck in den am stärksten geprefsten Fugenkanten ein Minimum wird. Auch von Carvalho im Jahre 1853, Drouets im Jahre 1865, Durand-Claye im Jahre 1867 wurde diese Theorie mit der einen oder anderen Veränderung angenommen.

Die auf der Annahme der Elastizität des Gewölbestoffes beruhende Elastizitätstheorie wurde im Jahre 1826 von Navier dadurch eingeleitet, dafs er eine Biegung der Wölbfugen durch exzentrisch wirkende Druckkräfte, also eine zusammengesetzte Beanspruchung der Wölbfugen voraussetzte, welche zum Teil aus einem über die Fuge gleichförmig verteilten Drucke, zum Teil aus einer ungleich über dieselbe verteilten Biegungsspannung besteht. Dieser Annahme sind fast alle späteren Autoren beigetreten. Inzwischen haben auch die Versuche von Bauschinger mit Festigkeitsapparaten, die Beobachtungen Köpcke's an bestehenden Bauwerken und die bereits erwähnten Versuche mit Probegewölben zu Purkersdorf die Elastizität des Steinmaterials und die Anwendbarkeit der Elastizitätsgesetze — mindestens auf Massivgewölbe — dargetan. Im Jahre 1867 wendete Winkler, 1886 Müller-Breslau, 1901 Landsberg[19]) die Elastizitätstheorie auf Gewölbe an, während im Jahre 1877 eine auf diesem Prinzip beruhende

[18]) Vergl. dessen Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.

[19]) Vergl. Th. Landsberg, Beitrag zur Theorie der Gewölbe. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, Bd. XXXXV.

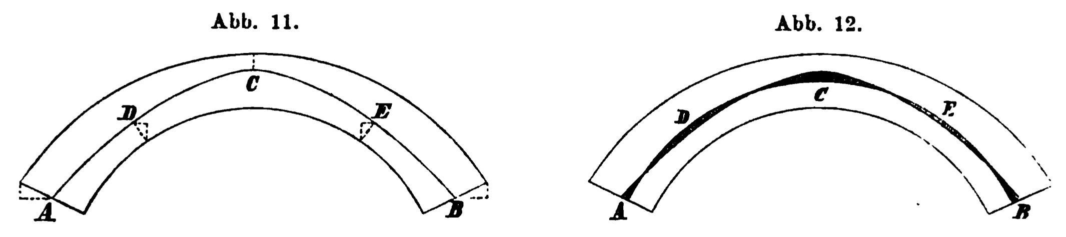


Abb. 11. Abb. 12.

Theorie von Belpaire erschien. Nach den Ergebnissen der Elastizitätstheorie ist diejenige Stützlinie, welche die Mittellinie des Gewölbes im Sinne der Methode der kleinsten Quadrate ausgleicht (s. Abb. 12), insbesondere diejenige, welche mit einer Mittellinie zusammenfällt, um so richtiger, je gröfser das Pfeilverhältnis und je kleiner die Dicke des Gewölbes ist. Hiernach werden die Ergebnisse der Theorie der Stützlinie um so richtiger, je genauer man der Mittellinie des Gewölbes die Form seiner Stützlinie gibt, natürlich nur für diejenige Belastung, für welche die Stützlinie bestimmt wurde.

Wählt man nach dem Vorschlage von Tolkmitt hierfür die sogenannte Normalbelastung, d. i. eine gleichmäfsige Belastung des Gewölbes mit der Hälfte der für die ungünstigste einseitige Belastung anzunehmenden Verkehrsbelastung, so bleiben bei anderen Belastungszuständen die Abweichungen der Stützlinie, indem sie zum Teil nach oben, zum Teil nach unten fallen, kleiner, als wenn man der Gewölbemittellinie die Form einer Stützlinie für das unbelastete oder das voll belastete Gewölbe gibt. Es empfiehlt sich deshalb die Form der Gewölbe so zu bestimmen, dafs für die Normalbelastung Stütz- und Mittellinie zusammenfallen; alsdann erfordert das Gewölbe auch die geringste Materialmenge.

§ 6. Stützlinie, Gewölbeform und Gewölbestärke. Setzt man im Gewölbe die Kämpferdrücke der Reihe nach mit den Belastungen zusammen, so erhält man einen Linienzug, dessen Seiten die einzelnen Mittekräfte nach Richtung und Lage angeben, man nennt diesen Linienzug die Mittelkraftlinie oder das Resultantenpolygon. Verbindet man die Punkte, in denen die Seiten der Mittelkraftlinie die zugehörigen Fugen schneiden, so ergibt sich ein Linienzug, der als Stützlinie bezeichnet wird. Die Stützlinie ist somit der geometrische Ort der Durchstofsungspunkte der Mittelkraft mit dem jeweils zugehörigen Querschnitte. Bei den Gewölben, im besonderen den flach gespannten, fallen Mittelkraftlinie und Stützlinie so nahe zusammen, dafs — wie auch in den nachfolgenden Betrachtungen geschehen ist — ohne Bedenken die eine Linie an Stelle der anderen entwickelt und benutzt werden kann.

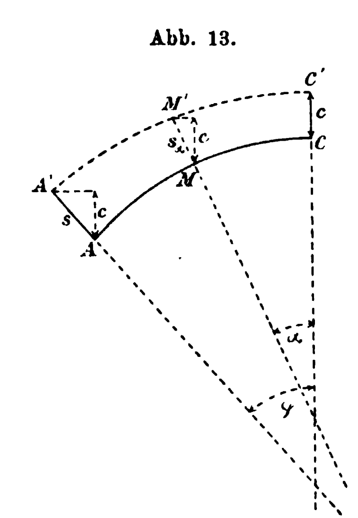
Für jede Belastung kann eine Stützlinie so konstruiert werden, dafs sie durch 3 gegebene Punkte geht; sie ist alsdann ihrem ganzen Verlaufe nach bestimmt. Soll nun die Stützlinie beispielsweise im Scheitel und an den Kämpfern in der Mittellinie des Gewölbes liegen, so läfst sich diese Bedingung sowohl für beliebige Belastungen als auch für beliebige Formen der Stützlinie erfüllen, indem für jede Belastung eine entsprechende Form der Stützlinie und für jede Form der Stützlinie eine entsprechende Form und Gröfse der Belastung gefunden werden kann. Nun setzt sich die Belastungsfläche aus der Verkehrslast und dem Eigengewichte der Brücke zusammen und da das letztere von der Form und Stärke des Gewölbes nicht unabhängig ist, so ist beim Entwerfen des Gewölbes gewöhnlich weder die Belastung noch die Form der Stützlinie von vornherein gegeben. Selbst die Pfeilhöhe der Stützlinie zwischen den durch den Scheitel dieser und die Kämpferpunkte gelegten lotrechten Schnittlinien ist nur ausnahmsweise bekannt, da die Spannweite und Pfeilhöhe meistens für die innere Bogenlinie

und nicht für die Gewölbemittellinie als gegebene Gröfsen auftreten. Es darf aber die innere Bogenlinie nicht als Stützlinie angesehen und behandelt werden, weil sonst die an eine zweckmäfsige Gewölbekonstruktion zu stellende Bedingung, dafs die Gewölbemittellinie eine statisch mögliche Stützlinie sei, unerfüllbar sein würde.

Dem Vorstehenden entsprechend läfst sich die zweckmäfsigste Form des Gewölbes im allgemeinen nicht sogleich beim ersten Anlauf, sondern auf dem Wege wiederholter Versuche auffinden. Bei allen praktischen Aufgaben werden meist mehrere Punkte für den Verlauf der inneren Gewölbeleibung, einerseits durch die geforderte Höhenlage der Kämpferpunkte und der Gewölbeunterkante im Scheitel, anderseits durch die Form des frei zulassenden Profiles gegeben sein. Man wird alsdann auch die untere Begrenzung des Gewölbes zweckmäfsig als Kreisbogen oder als aus solchen zusammengesetztem Korbbogen — mit je nach dem Einzelfalle gröfserer oder geringerer Sicherheit — wählen können. Nun bestimme man auf Grund der weiter unten angegebenen, z. T. empirischen Formeln die Stärke des Gewölbes im Scheitel und forme dasselbe mit Rücksicht auf Materialersparnis so, dafs es — falls die Mittellinie des Druckes für den „Normalfall“ mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt — in allen Teilen gleich beansprucht werden kann oder wenigstens die Möglichkeit hierzu vorhanden ist.

Wie weiter unten in Gleichung 39 nachgewiesen wird, beträgt, wenn H den Horizontalschub des Gewölbes und α den Winkel bedeutet, welchen eine beliebig gerichtete Fuge mit der Scheitelsenkrechten einschliefst, der Normaldruck D auf erstere $D = \frac{H}{\cos\alpha}$. Soll nun die Möglichkeit einer überall gleich starken Inanspruchnahme der Fuge unter den oben erwähnten Voraussetzungen eintreten, so müssen sich die Längen der Lagerfugen s wie die auf sie entfallenden Druckkräfte D verhalten, d. h. (vergl. Abb. 13):

Abb. 13.



$$s : c = D : H = \frac{H}{\cos\alpha} : H = \frac{1}{\cos\alpha}$$

$$s \,.\, \cos\alpha = c \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 22.$$

Es sind mithin die Lagerfugen des Gewölbes in der lotrechten Projektion gleich der Scheitelstärke zu machen. Hieraus ergibt sich die aus Abb. 13 ersichtliche einfache Konstruktion der Fugenlänge und hieraus weiter die Form des Gewölbes. Zweckmäfsig wird man auch die obere Gewölbebegrenzung durch Kreisbögen zu ersetzen bestrebt sein.

Wird das Gewölbe selbst — wie vorerwähnt — als Stützliniengewölbe für den „Normalfall“ konstruiert, so wird man die Gröfse von c auch für diesen auf Grund der unten mitgeteilten Tolkmitt'schen Gleichungen zu berechnen haben.

Die richtig konstruierten Lagerfugen sollten senkrecht zur Stützlinie gerichtet sein; dies ist jedoch in aller Strenge nicht ausführbar, weil die Stützlinie je nach der Verkehrsbelastung sich ändert, auch in dem Gewölbe verschiedene Lagen annehmen kann. Es ist daher Regel, die Lagerfugen senkrecht zur inneren Wölbfläche (Leibung) anzuordnen. Der Reibungswinkel des Gewölbemauerwerks beträgt etwa 22° und der Reibungskoeffizient ist = 0,4. Die Mittelkraft des Druckes kann also um einen Winkel bis zu 22° von der Normalen abweichen, ohne eine Verschiebung der Gewölbesteine herbeizuführen; ein solcher Grenzfall wird im allgemeinen bei der gewählten Fugenrichtung nicht eintreten.

Als empirische Formeln für vorläufige Annahme der Gewölbestärke im Scheitel können die folgenden Verwendung finden:

a) Die Schwarz'schen Formeln:

$$c = n + \frac{1}{21000} \cdot \frac{Q}{k} \cdot \frac{l}{h} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 23.$$

für Gewölbe mit weniger als $^1/_3$ Pfeilverhältnis und

$$c = n + \frac{1}{7000} \cdot \frac{Q}{k} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 24.$$

für Gewölbe mit mehr als $^1/_3$ Pfeil, einschliefslich des Halbkreises.

Hierin bedeutet c die Scheitelstärke in **m**, Q das Gewicht der Gewölbehälfte einschliefslich Übermauerung und Überschüttung für 1 **m** Tiefe in **kg**, k die zulässige Inanspruchnahme des Materials in **kg** für 1 **qcm** und n eine Konstante. Diese ist für Brückenkonstruktionen zu 0,2 zu nehmen. Da die Formeln eine exzentrische Lage der Stützlinien im Scheitel voraussetzen, gestatten sie die Inanspruchnahme k verhältnismäfsig hoch zu wählen.

b) Nach Heinzerling kann man rechnen für:

	guten Haustein	gutes Ziegelmauerwerk	gutes Bruchsteinmauerwerk	
bei Überschüttungshöhen unter 1,5 m	$c = 0{,}4 + 0{,}025\,r$	$c = 0{,}43 + 0{,}028\,r$	$c = 0{,}48 + 0{,}031\,r$	. . 25.
bei Überschüttungshöhen über 1,5 m	$c = 0{,}45 + 0{,}03\,r$	$c = 0{,}51 + 0{,}033\,r$	$c = 0{,}55 + 0{,}037\,r$	

Hierbei bedeutet r den Scheitelhalbmesser der inneren Gewölbeleibung und zwar in **m**. Die Werte c erscheinen alsdann auch in **m**. Die Formeln ergeben etwas zu hohe Werte und gestatten meist eine Reduktion um etwa 10 bis 15 %.

Für Betongewölbe leitet Housselle, allerdings aus wenigen Beispielen, die Formel ab:

$$c = 0{,}2 + 0{,}022\,r \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 25^a.$$

c) Tolkmitt'sche Annäherungsformeln.[20]) Die auf wissenschaftlichem Wege und unter Berücksichtigung einer grofsen Zahl besonders durchgearbeiteter Fälle abgeleiteten Formeln sind naturgemäfs bei weitem wertvoller, als die unter a) und b) aufgeführten, und daher zum Gebrauche zu empfehlen; bei weitgespannten Gewölben mit grofsem Pfeilverhältnisse und hoher zulässiger Druckbeanspruchung erhält man jedoch oft für die Praxis nicht verwendbare — zu geringe — Werte.

Die Scheitelstärke wird berechnet aus der Spannweite und Pfeilhöhe der inneren Leibung, sowie der Belastungshöhe im Scheitel und der zulässigen Beanspruchung. Soll die Stützlinie bei mittlerer gleichmäfsiger Belastung — Normalbelastung — mit der Gewölbemittellinie zusammenfallen, so gilt die Gleichung:

$$c = \frac{0{,}15 \cdot \frac{l^2}{f}\left(e + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}\right)}{k - 0{,}15\,\frac{l^2}{f}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 26.$$

Für eine ungleichmäfsige, bis zur Mitte des Gewölbes sich einseitig erstreckende Belastung und für eine wagerecht abgeglichene Belastungsfläche gilt die Gleichung:

$$c > \sqrt{\left(\frac{e}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right)^2 + 0{,}4 \cdot p \cdot f} - \left(\frac{e}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right) \quad \ldots \quad 27.$$

In den Formeln 26 und 27 bedeutet c die Scheitelstärke des Gewölbes in **m**, l die Lichtweite, f den Pfeil des Gewölbes in **m**, e die Höhe der Übermauerung und

---

[20]) Vergl. G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. 2. Aufl., bearbeitet von A. Laskus. Berlin 1902.

Überschüttung im Gewölbescheitel, p die Höhe der Verkehrslast, letztere beiden Werte auf Gewölbemauerwerk bezogen, in m, k die gleichmäfsig verteilte Druckbelastung des Gewölbes im Scheitel $= \frac{H}{c}$ und zwar in cbm/qm; hierbei ist also vorausgesetzt, dafs der Wert von H selbst in cbm des Gewölbematerials dargestellt ist.

Ist in Gleichung 26 der Wert c bekannt, so ergibt sich k; soll die notwendige Scheitelstärke berechnet werden, so ist naturgemäfs für k sein zulässiger Höchstwert k' einzuführen. Die Formel selbst läfst erkennen, dafs es unzweckmäfsig ist, für weit gespannte flache oder schwer belastete Brücken ein Gewölbemauerwerk von geringer Festigkeit zu verwenden, weil die Scheitelstärke dabei unverhältnismäfsig grofs ausfällt.

Die Scheitelstärke ist nach beiden Gleichungen zu berechnen und der gröfsere Wert beizubehalten. Mit der Zunahme der Spannweite und der Abnahme der Pfeilhöhe wächst der Horizontalschub und es überwiegt dann schliefslich die dauernde Belastung, während bei kleineren Spannweiten und grofsem Pfeilverhältnisse die Sicherheit gegen einseitige Verkehrsbelastung in den Vordergrund tritt.

Beispiel 1a: Es sei gegeben: $l = 20{,}0$ m, $f = 5{,}0$ m, $e = 0{,}45$ m, $p = 0{,}30$ m und k', die Beanspruchung, die bei der Normalbelastung nicht überschritten werden soll, $= 40$ cbm/qm; aus Gleichung 26 folgt zunächst:

$$c = \frac{0{,}15 \frac{20^2}{15}\left(0{,}45 + \frac{0{,}30}{2} + \frac{5{,}0}{10}\right)}{40 - 0{,}15 \frac{20^2}{5}} = 0{,}47 \text{ m},$$

während Gleichung 27 den Wert

$$c = \sqrt{\left(\frac{0{,}45}{2} + \frac{0{,}30}{4} + \frac{5}{20}\right)^2 + 0{,}4 \,.\, 0{,}3 \,.\, 5{,}0} - \left(\frac{0{,}45}{2} + \frac{0{,}30}{4} + \frac{5}{20}\right) = 0{,}95 - 0{,}55 = 0{,}40 \text{ m}$$

ergibt.

Als zweckmäfsiger Wert wird 0,50 m gewählt.

Zudem ist, wie in § 8 noch besonders hervorgehoben wird, zu prüfen, ob die gewählte Stärke c auch den beiden Gleichungen:

$$c \geqq \frac{H}{k'} \qquad 28.$$

und

$$c \geqq 0{,}06 \frac{p l^2}{H} \qquad 29.$$

worin H den Horizontalschub für die Normalbelastung darstellt, genügt; nötigenfalls ist die angenommene Scheitelstärke noch abzuändern. Formel 28 ergibt den Grenzwert von c, der der zulässigen Pressung, 29 den Wert, welcher der zulässigen Abweichung der Stützlinie bei einseitiger Belastung entspricht. Ist die wirklich im Gewölbe vorhandene Normalpressung k bekannt, so ergibt sich $H = c \,.\, k$, und mithin aus Gleichung 29

$$c \geqq \frac{l}{10}\sqrt{\frac{6p}{k}} \qquad 30.$$

eine Gleichung, welche eine genaue Beziehung zwischen Spannweite und Scheitelstärke darstellt, aber nur für die Normalpressung k gilt.

Bezeichnet k_0 die zulässige Beanspruchung des Gewölbematerials in t/qm, so folgt k cbm/qm aus der Beziehung: $\gamma \,.\, k = k_0$, worin γ das Gewicht eines cbm Gewölbemauerwerk in t darstellt. Bei $\gamma = 2{,}5$ entspricht also z. B. einem Werte $k = 40$ cbm/qm ein $k_0 = 2{,}5$ t/cbm . 40 cbm/qm = 100 t/qm = 10 kg/qcm.

Den Horizontalschub H selbst — für den Normalfall — kann man nach den Formeln berechnen:

$$H = (r + c)\,z_0 \quad \ldots\ldots \quad 31^a.$$

oder nach der, eine gröbere Annäherung ergebenden Gleichung

$$H = 0{,}15\,\frac{l^2}{f}\left(z_0 + \frac{f}{10}\right) \quad \ldots\ldots \quad 31^b.$$

Hierin ist z_0 = der Höhe im Gewölbescheitel beim Normalfall

$$z_0 = \left(c + e + \frac{p}{2}\right) \quad \ldots\ldots \quad 32.$$

r = dem zweckmäfsigen Krümmungsradius der inneren Gewölbeleibung im Scheitel

$$r = \frac{l^2}{8}\left(\frac{1}{f} + \frac{1}{m}\right) \quad \ldots\ldots \quad 33^a.$$

bezw. beim Kreisbogengewölbe:

$$r = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2} \quad \ldots\ldots \quad 33^b.$$

und

$$m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{z_0}{k}} \quad \ldots\ldots \quad 34.$$

Ist die Belastungskurve wagerecht abgeglichen oder annähernd so gestaltet, so kann zur Ermittelung des Horizontalschubes auch die Gleichung benutzt werden:

$$H = \frac{l^2}{16}\left[\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8\,c\,z_0}{l^2} + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8\,c\,z_0}{l^2}\right)^2 + \frac{32\,c\,z_0}{l^2}}\,\right] \quad . . \quad 35.$$

Dieselbe liefert den Horizontalschub unmittelbar aus den Gröfsen e, f, c und z_0.

Wegen der Herleitung der Formeln sei auf den in Anmerkung 20 erwähnten Tolkmitt'schen Leitfaden verwiesen.

Beispiel 1b. In dem vorstehenden Beispiele wurde c zu 0,50 m ermittelt. Es soll geprüft werden, ob die zulässigen Spannungen bei Einführung dieser Scheitelstärke das gestattete Mafs (im vorliegenden Fall $k' = 40$ cbm/qm) nicht überschreiten.

Die obigen Gleichungen ergeben:

(32) $z_0 = 0{,}50 + 0{,}45 + 0{,}15 = 1{,}10$ m.

(34) $m = \dfrac{1{,}10}{\frac{1}{8} + \frac{1{,}10}{40}} = 7{,}24$ m

(33a) $r = \dfrac{20{,}0^2}{8}\left(\dfrac{1}{5} + \dfrac{1}{7{,}24}\right) = 16{,}50$ m

(31a) $H = (16{,}50 + 0{,}50) \, . \, 1{,}10 = 18{,}7$ cbm.

Aus Gleichung 31b folgt:

$$H = 0{,}15\,\frac{20^2}{5}\left(1{,}10 + \frac{5}{10}\right) = 19{,}2 \text{ cbm}.$$

Ist die Belastungsfläche annähernd wagerecht abgeglichen, so könnte H unmittelbar aus Gleichung 35 ermittelt werden:

$$H = \frac{20{,}0^2}{16}\left[\frac{1{,}10}{5{,}00} + \frac{1}{8} + \frac{8 \,.\, 0{,}5 \,.\, 1{,}10}{20^2} + \right.$$

$$\left. + \sqrt{\left(\frac{1{,}10}{5{,}00} + \frac{1}{8} + \frac{8 \,.\, 0{,}5 \,.\, 1{,}10}{20^2}\right)^2 + \frac{32 \,.\, 0{,}5 \,.\, 1{,}10}{20^2}}\,\right] =$$

$$= \frac{20{,}0^2}{16}\left[0{,}357 + \sqrt{0{,}357^2 + 0{,}048}\right] = \text{rd. } 18{,}2 \text{ cbm},$$

also ein dem obigen Ergebnisse nahekommendes Resultat.

Aus Gleichung 28 folgt nunmehr:

$$c > \frac{H}{k'} = \frac{18{,}7}{40} = \text{rd. } 0{,}47, \text{ d. h. } < 0{,}50 \text{ m}.$$

Ferner ergibt sich aus Gleichung 29:

$$c \overline{\gtrless} 0{,}06 \frac{p l^2}{H} = 0{,}06 \frac{0{,}30 \cdot 20^2}{18{,}7} = \text{rd. } 0{,}36 \text{ m}$$

also $c < 0{,}50$ m.

Mithin ist eine Änderung der in Beispiel 1a gewählten Scheitelstärke von 0,50 m nicht erforderlich.

Beispiel 2. Für ein zu entwerfendes Gewölbe mit nahezu wagerecht abgeglichener Belastungsfläche sei gegeben $l = 30$ m, $f = 6$ m, $e = 0{,}8$ m, $\gamma = 2{,}4$ und $p = 0{,}70$ m; die Bruchfestigkeit des Gewölbematerials sei 360 kg/qcm und die höchste zulässige Kantenpressung k_{max} auf 360t/qm = 36 kg/qcm festgesetzt. Wie grofs mufs die Scheitelstärke c sein?

In Gewölbemauerwerksmasse ausgedrückt ist die zulässige gröfste Kantenpressung

$$k_{max} = \frac{360}{2{,}4} = 150 \text{ cbm/qm}.$$

Nehmen wir an, dafs die Stützlinie in dem gefährlichen Querschnitte bis zu den Kernlinien ausweicht, so darf die wirkliche Normalpressung nur halb so grofs als die gröfste Kantenpressung sein, also $k = 75$ cbm/qm. Für diesen Wert gibt die Gleichung 30

$$c \overline{\gtrless} \frac{30}{10} \sqrt{\frac{6 \cdot 0{,}70}{75}} = \text{rd. } 0{,}71 \text{ m}.$$

Ferner liefert die Formel 26:

$$c = \frac{0{,}15 \frac{30^2}{6{,}0} \left(0{,}80 + \frac{0{,}70}{2} + \frac{6{,}0}{10}\right)}{75 - 0{,}15 \frac{30^2}{6{,}0}} = \text{rd. } 0{,}75 \text{ m}.$$

Hiernach kann vorläufig $c = 0{,}75$ m als Versuchswert angenommen werden. Für den Normalbelastungsfall wird alsdann

$$z_0 = 0{,}75 + 0{,}80 + \frac{0{,}70}{2} = 1{,}90 \text{ m},$$

ferner

$$\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8 c z_0}{l^2} = \frac{1{,}90}{6{,}00} + \frac{1}{8} + \frac{8 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}90}{900} = 0{,}454$$

und nach Gleichung 35

$$H = \frac{900}{16} \left[0{,}454 + \sqrt{0{,}454^2 + \frac{32 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}90}{900}}\right] = 54{,}0 \text{ cbm}.$$

Nunmehr können die Formeln 28 und 29 angewandt werden und man erhält

$$c \overline{\gtrless} \frac{54{,}0}{75} = \text{rd. } 0{,}72 \text{ m},$$

denn die zulässige Normalpressung ist = 75 cbm/qm.

Ferner ergibt sich:

$$c \overline{\gtrless} 0{,}06 \frac{0{,}70 \cdot 30^2}{54{,}0} = \text{rd. } 0{,}70 \text{ m}.$$

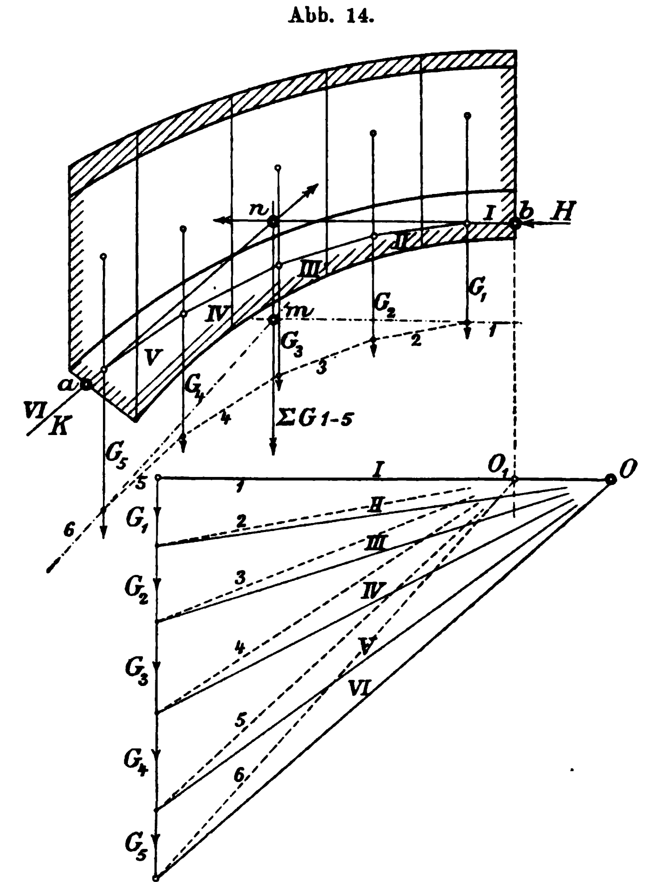
Die Scheitelstärke von 0,75 m ist folglich rechnungsmäfsig ausreichend, vorausgesetzt, dafs die Kantenpressungen nicht über das gestattete Mafs hinausgehen. Die Berechnung derselben folgt in § 11.

§ 7. Die graphische Berechnung der Gewölbe durch Aufzeichnen von Stützlinien. Durchgeführt wird die Berechnung für einen 1 m breiten Gewölbestreifen.

1. **Das Aufzeichnen der Stützlinien.** Für ein nach Form und Belastung gegebenes, symmetrisch geformtes und belastetes Gewölbe wird die Stützlinie selbst eine vollkommen symmetrische Lage im Gewölbe einnehmen, im besonderen der Druck in der Scheitelfuge wagerecht gerichtet sein. Man wird demgemäfs hierselbst nur eine Gewölbehälfte zu betrachten brauchen und falls zwei Punkte für den Durchgang der Stützlinie innerhalb dieser gegeben sind, letztere eindeutig konstruieren können. Die beiden Punkte werden in der Regel in der Scheitel- und Kämpferfuge, oder in der die letztere ersetzenden Bruchfuge angenommen, oder durch die Konstruktion hierselbst festgelegt.

Um die Stützlinie selbst zu zeichnen, teilt man (Abb. 14) die Gewölbehälfte durch lotrechte Linien in eine Anzahl möglichst gleichbreiter Streifen, ermittelt deren Inhalte und trägt sie nach einem passenden Kräfte-Mafsstabe der Reihe nach, vom Scheitel zum Kämpfer fortschreitend, im Kräfteplane auf einer Lotrechten aneinander. Hierauf wird zunächst für einen beliebigen Pol O_I (Abb. 14) die zugehörige Seillinie 1 bis 6 konstruiert. Die äufsersten Strahlen dieser schneiden sich verlängert im Punkte m, welcher somit der Angriffspunkt der Mittelkraft der Streifenlasten ist. Wenn es sich, wie meist, um senkrechte Lasten handelt, verläuft die Resultante im Punkt m ebenfalls senkrecht. Wirken bei steilerem Gewölbe nach § 2, 3. e) noch partielle Erddrücke auf die einzelnen Streifen ein, so sind diese mit den zugehörenden Lasten zu schräg gerichteten Einzelkräften zu vereinigen und für diese die Vielecke zu konstruieren; alsdann nimmt naturgemäfs auch die Resultante aller äufseren Kräfte eine geneigte Lage an; dasselbe tritt ein, wenn durch Entlastungsöffnungen schräge Einzelkräfte auf das Gewölbe übertragen werden.

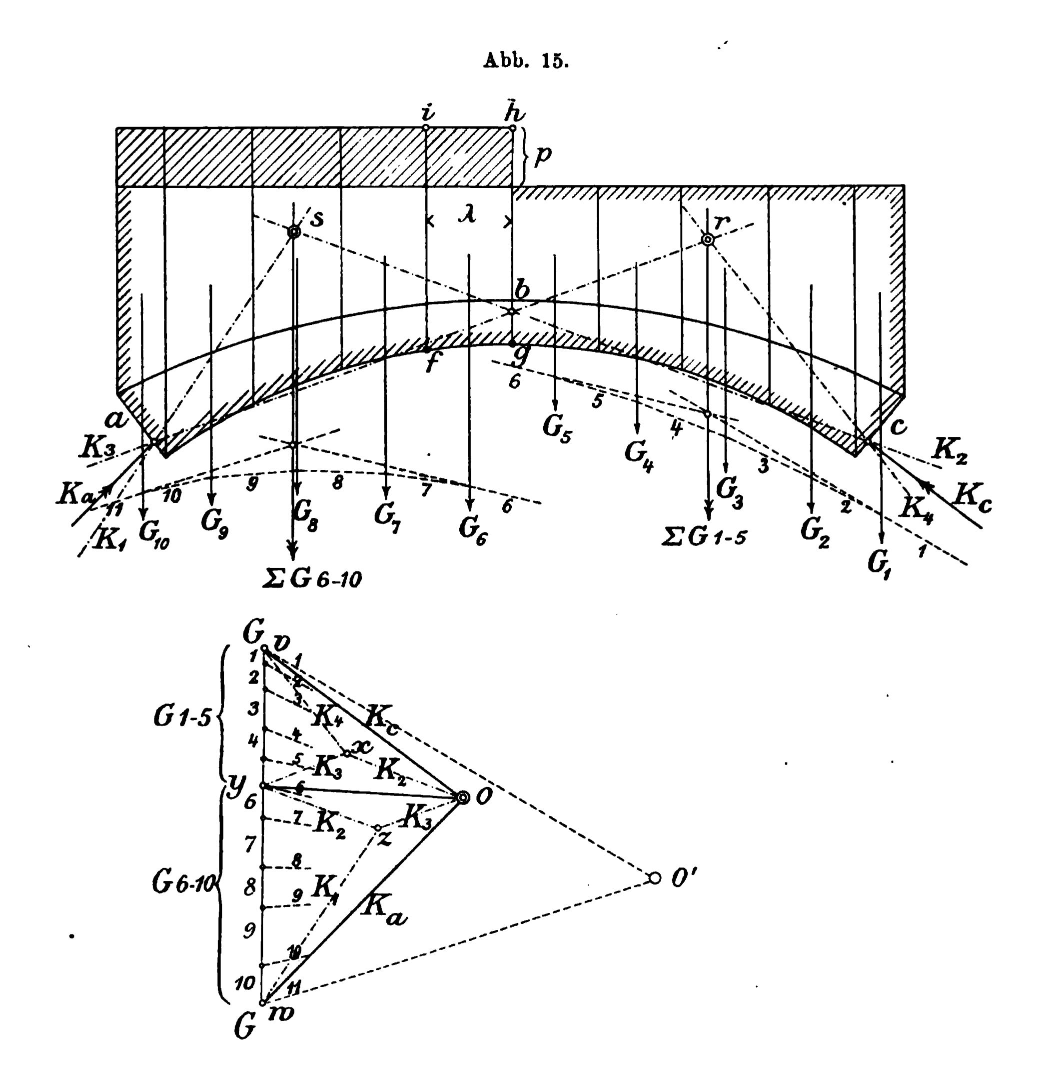
Abb. 14.



Nach Auffindung der Mittelkraft ΣG_{1-5} in Abb. 14 und Annahme zweier Punkte für die Stützlinie a und b ist nunmehr auch letztere bestimmt. Man bringe zu diesem Zwecke die wagerechte Kraft H in b zum Schnitte mit ΣG_{1-5} in n; da 3 Kräfte nur im Gleichgewichte sein können, wenn sie sich in einem Punkte schneiden, mufs auch der äufserste, hier den Kämpferdruck darstellende, durch a einseitig festgelegte Seileckssstrahl durch n gehen. Parallelen im Krafteck zu $b\,n$ und $n\,a$ liefern den Pol O, mit dessen Hilfe das durch b und a gehende, verlangte Seileck zu zeichnen ist. Wenn letzteres auch nicht unmittelbar die eigentliche, die Fugenmittelpunkte verbindende Stützlinie darstellt, so kann es doch — wie vorerwähnt — besonders bei flachen Bögen, ohne Bedenken für diese gesetzt werden.

Ist das Gewölbe selbst unsymmetrisch geformt oder ungleichartig belastet (Abb. 15), so mufs zur Aufzeichnung der Stützlinie stets das Gesamtgewölbe in Berücksichtigung gezogen werden. Alsdann teile man dasselbe wiederum derart in eine gerade Anzahl von Streifen, dafs eine Grenze zwischen zwei solchen in den Scheitel des Gewölbes zu liegen kommt, und konstruiere mit Hilfe eines beliebigen Kraftteckes und Poles O_1 die Mittelkräfte der linken und rechten Gewölbehälfte, in Abb. 15 ΣG_{6-10} und ΣG_{1-5}; die hierzu gezeichneten Seilecke sind 6 bis 11 bezw. 1 bis 6. Sind nun a, b, c drei Punkte in den Gewölbefugen,

Abb. 15.

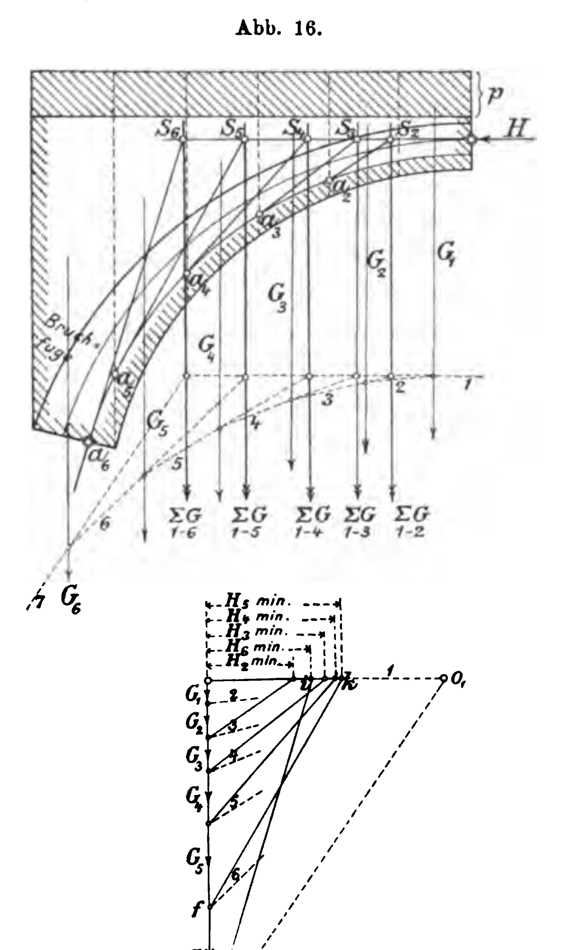


durch welche die Stützlinie gehen soll, so ist letztere folgendermafsen zu finden. Würde nur ΣG_{1-5} allein auf das Gewölbe einwirken, so müfste der letzte Strahl der Drucklinie an der linken — unbelasteten — Gewölbseite durch a und b gehen, weil sonst für Punkt b ein Moment aufträte. Durch diese Überlegung wird Punkt r auf ΣG_{1-5} und hierdurch auch der rechte Endstrahl rc für die Teilbelastung ΣG_{1-5} bestimmt. In gleicher Weise ergeben sich für eine ausschliefsliche Belastung der linken Gewölbehälfte durch ΣG_{6-10} die Endseilstrahlen cbs und sa. Zerlegt man nun im Kräfteplane ΣG_{1-5} in die Richtungen ra und rc, d. i. in die Seitenkräfte K_3 und K_4, desgleichen ΣG_{6-10} in $K_1 \| as$ und $K_2 \| sc$, so erhält man die Punkte x und z. Zieht man nunmehr $xO \| yz$ und $zO \| yx$, so erhält man in O den Pol des Kraftecks, welches für die gegebene Gesamtbelastung ein durch die Punkte a, b und c gehendes Seileck liefert; denn es stellt $wO = K_a$ die Mittelkraft der in a wirkenden Teilkräfte K_1 und K_3, desgleichen Ov die Resultante von K_2 und K_4 im Punkte c dar. Eine mit Pol O zu den Kräften G_1 bis G_{10} durch $a\,b\,c$ gezeichnete Seillinie ist mithin die gesuchte Drucklinie. Wie das Krafteck zeigt, ist Oy, die Druckkraft in der Scheitelfuge, nicht wagerecht; hier tritt vielmehr neben der wagerechten eine senkrechte Seitenkraft auf.

Wählt man (Abb. 15) bei Aufzeichnung der Linien den möglichst gleich grofs zu nehmenden Abstand der Streifen $= \lambda$ zu je 1 m, so wird, da alle Lasten auf Gewölbemauerwerk vom spezifischen Gewichte γ reduziert sind, das Gewicht z. B. von Streifen G_6 dargestellt durch: $G_6 = \frac{fi + gh}{2} \cdot 1 \cdot \gamma$, d. i. durch die mittlere Länge des Trapezes. Die einzelnen Streifen selbst als Trapeze zu berechnen, d. h. die begrenzenden Bogenstücke als gerade Linien anzunehmen, hat kein Bedenken; selbstverständlich greifen die einzelnen Lasten in den Schwerpunkten der Trapeze an.

2. Die Wahl der Durchgangspunkte der Stützlinie. Wie bereits hervorgehoben, ist die Stützlinie eindeutig bestimmt, wenn drei Punkte für ihren Verlauf gegeben sind. Die Wahl dieser drei Punkte erfolgt vielfach unter der Bedingung, dafs die Stützlinie, selbst in ihren Grenzlagen, nicht aus dem inneren Drittel des Gewölbes heraustreten soll, dafs also Zugspannungen im Gewölbe vermieden werden. Als Grenzlagen der Stützlinie sind bereits in § 5 genannt die dem gröfsten und kleinsten Horizontalschube entsprechenden Maximal- und Minimal-Stützlinien. Wird die Forderung gestellt, dafs diese innerhalb des inneren Drittels des Gewölbes verbleiben, so wird bei flachen Gewölben die Maximallinie durch den unteren Kernpunkt der Scheitel- und den oberen Kernpunkt der Kämpferfuge gehen, während die Minimal-Drucklinie die entgegengesetzte Lage einnimmt, d. h. durch den oberen Kernpunkt der Scheitel- und den unteren Kernpunkt der Kämpferfuge geht. Bei flachen Gewölben ist die Maximallinie die flachste, die Minimallinie die steilste, welche sich innerhalb des Kerns zeichnen läfst, zwischen ihnen liegen alle anderen möglichen Stützlinien. Das Gewölbe kann als um so standhafter angesehen werden, je verschiedener der Verlauf der Maximal- und Minimallinie sich gestaltet.

Abb. 16.



Die Kämpferfugen bilden bei flachen Gewölben zugleich die Bruchfugen, d. h. diejenigen Fugen, bei denen die Drucklinien sich am meisten dem Gewölberande nähern, in denen also auch am leichtesten ein Bruch des Gewölbes zu erwarten steht. Bei steileren oder überhöhten Gewölben ist dies nicht der Fall. Hierselbst berührt die Minimallinie die innere Kernlinie in einem Punkte, zwischen Kämpfer- und Scheitelfuge, und geht durch den oberen Kernpunkt der letzteren, während die Maximallinie auch bei weniger flachen Bögen ihre normale Lage beibehält, bei überhöhten Gewölben hingegen einen Berührungspunkt, meist nicht weit vom Scheitel entfernt, mit der inneren Kernlinie besitzt.

Im allgemeinen nimmt man bei weniger flachen bis Halbkreisgewölben die Lage der Bruchfuge derart an, dafs der zugehörende halbe Zentriwinkel, also der Winkel, welcher die zur inneren Leibung senkrecht gezogene Fuge mit der Scheitelsenkrechten bildet, 60° beträgt. Man ist aber auch in der Lage, die Bruchfuge (vergl. Abb. 16) zeichnerisch zu bestimmen, zweckmäfsig am vollkommen und gleichmäfsig belasteten Gewölbe. Nach Einteilung der Belastungs- und Gewölbefläche in Streifen, Bestimmung der Gewichte dieser und Ermittelung der Resultanten G_{1-6} (Abb. 16) konstruiere man den dieser Belastung entsprechenden kleinsten Horizontalschub $H_{6\,min}$, indem man S_6 ermittelt, $S_6\,a_6$ und parallel zu letzterer Linie im Krafteck gi zieht. In gleicher Weise suche man für die Fuge bei a_5 und die oberhalb dieser wirkenden Lasten G_{1-5} den Wert von $H_{5\,min} = fk$ im Krafteck u. s. w. Auf gleiche Weise bestimmt man den Horizontalschub H_{min} für alle Fugen. Mit dem gröfsten derselben ist die Drucklinie aufzuzeichnen. Derjenige Wert, für den H_{min} den gröfsten Wert erreicht, gibt zugleich die Lage der Bruchfuge an. In Abb. 16 ist $H_{5\,min}$ am gröfsten und demgemäfs die Fuge bei a_5 die wahrscheinliche Bruchfuge.

In ähnlicher Weise läfst sich auch bei einem überhöhten Gewölbe die Bruchfuge für die Maximallinie bestimmen; nur ist hier der kleinste der sich ergebenden Werte von H_{max} zur Konstruktion der Drucklinie und Bruchfuge zu verwenden.

Über die Wahl der Fugenmittelpunkte als Durchgangspunkte der Stützlinie sind die nachfolgenden Ausführungen sowie diejenigen in § 10 zu vergleichen.

Erhält das Gewölbe Gelenke, so ist naturgemäfs der Verlauf aller Stützlinien an deren Lage gebunden.

3. Die für die statische Berechnung zweckmäfsigen Stützlinien. Wie bereits auf S. 163 hervorgehoben ist, entspricht die Maximalstützlinie im Grenzfalle einer Gewölbebewegung, bei welcher dessen Teile sich nach aufsen drehen, das Gewölbe also nach aufsen stürzt; es folgt dies daraus, dafs bei eintretender Bewegung die Scheitelfuge sich nach aufsen, die Kämpferfugen sich nach innen öffnen. Das Entgegengesetzte entspricht dem Verlaufe der Minimallinie, hier stürzt das Gewölbe in sich zusammen, da die Scheitelfuge nach innen, die Kämpferfugen nach aufsen klaffen. Die Ausbildung einer Maximalstützlinie wird nur ausnahmsweise und nur dann eintreten können, wenn die Widerlager des Gewölbes gegen dieses nach innen zu drücken und es zum Kanten nach oben und aufsen bringen, die Widerlager selbst also nicht fest sind und für sie eine Bewegung nach Innen angenommen wird. Man kann deshalb die Maximallinie auch als passive Stützlinie bezeichnen. Hingegen wird die Minimallinie als Grenzfall sich in jedem normalen Gewölbe mit festen Widerlagern einstellen können, da sie die Linie des tätigen Gewölbedruckes ist und sich bestrebt, die Widerlager nach aufsen zu verschieben. Die Minimallinie kann deshalb auch aktive Stützlinie genannt werden. Es wird mithin die Minimallinie für die Beurteilung der Standfestigkeit eines Brückengewölbes auch eine weit gröfsere Bedeutung als die nur in besonderen Fällen auftretende Maximallinie besitzen. Letztere findet demgemäfs fast nur anläfslich der Berechnung der auf Kanten zu untersuchenden Mittelpfeiler, sowie bei einer als möglich vorausgesetzten Bewegung der Widerlager nach innen (z. B. bei schiebendem Fundierungsgelände) Anwendung.

Im allgemeinen empfiehlt es sich, nach Wahl der Gewölbeabmessungen gemäfs § 6 (am besten auf Grund der Tolkmitt'schen Formeln), die folgenden Stützlinien für das Gewölbe zu zeichnen, um dessen Standsicherheit zu untersuchen:

a) Eine Stützlinie für den Normalfall, d. h. für eine über das ganze Gewölbe sich erstreckende Verkehrsbelastung von der Hälfte des Gröfstwertes der einseitigen Verkehrslast.[21]) Wie in § 5 bereits ausgeführt, ist hierbei das Gewölbe als Stützliniengewölbe zu entwerfen, d. h. die Form desselben so lange zu verbessern oder seine Belastung zu verändern, bis die durch die Mittelpunkte der Scheitel- und Kämpfer- bezw. Bruchfuge gelegte Stützlinie mit der Mittellinie zusammenfällt. Diese Untersuchung bestimmt also die zweckmäfsige Form des Gewölbes.

Ist ein Gewölbe mit verlorenen, die Fortsetzung des Bogens unmittelbar bildenden Widerlagern versehen, so empfiehlt es sich, die Form der letzteren auch für den Normalfall und im Anschlusse an die hierfür gezeichnete Stützlinie zu bestimmen, d. h. die Widerlager so zu formen, dafs Mittel- und Drucklinie zusammenfallen, letztere also zugleich durch die Mitte der Kämpfer- (bezw. Bruch-) und Fundamentfuge geht.

b) Eine Minimallinie sowie eine durch die Scheitel- und Kämpfer-Fugenmittelpunkte gehende Stützlinie für die über das ganze Gewölbe gleichmäfsig verteilte Gesamtbelastung.

c) Gleiche Linien — wie unter b) angegeben — für eine einseitige Beanspruchung der einen Gewölbehälfte (bis zur Scheitelfuge) mit der gröfsten Verkehrslast, während die andere Gewölbehälfte nur durch Eigengewicht belastet ist.

Die Stützlinien *b* und *c*, im besonderen die letztere, dienen zur Bestimmung der gefährlichsten Beanspruchung des Gewölbes an den Stellen, an welchen sich die Linien am meisten von der Gewölbemittellinie entfernen, sowie zur Beurteilung des Verbleibens der Stützlinien im Gewölbekern.

Während bei symmetrisch geformten und belasteten Gewölben die Linien *a* und *b* selbst symmetrisch verlaufen und nur für je eine Gewölbehälfte gezeichnet zu werden brauchen, weicht Linie *c* in beiden Gewölbehälften in verschiedener Weise von der Mittellinie ab; hier ist also die in Abb. 15 dargestellte Stützlinienkonstruktion anzuwenden.

Des öfteren zeichnet man auch mit Rücksicht auf den Ausrüstungszustand des Gewölbes noch eine Minimallinie für die Eigenlast des nicht übermauerten und nicht überschütteten Gewölbes; jedoch dürfte diese Linie meist entbehrlich sein. Bei einem möglichen Auftriebe des Wassers ist dessen Wirkung von den Lasten in Abzug zu bringen.

Über noch andere Stützlinien, welche im Anschlusse an die Berechnung der Mittelpfeiler zur Verwendung gelangen, ist dortselbst das Notwendige mitgeteilt.

Das Gewölbe kann als stabil angesehen werden, wenn einerseits die vorgenannten Stützlinien sich nicht (oder nur sehr wenig) aus dem Kerne entfernen und anderseits die gröfste im Gewölbe auftretende Pressung die als zulässig erachtete Grenze nicht überschreitet.

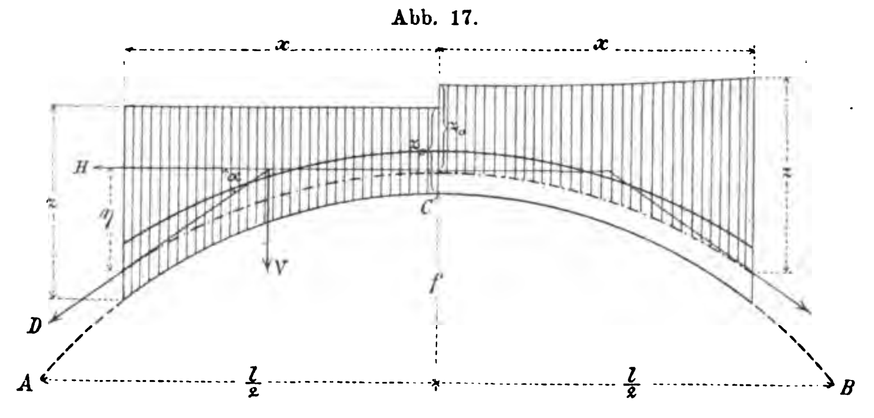
Die Genauigkeit der zeichnerischen Ermittelung kann durch eine Berechnung des Horizontalschubes geprüft werden. Man berechnet das Moment M der Belastungsfläche einer Gewölbehälfte für den Punkt der Kämpfer- oder Bruchfuge, um den das Gewölbe im Grenzfalle kantend gedacht wird, als Drehpunkt, d. h. man ermittelt die Summe der Momente der einzelnen Teilflächen und stellt weiter die Pfeilhöhe h der Stützlinie über dem Drehpunkte fest; alsdann ist

$$H = \frac{M}{h} \quad \text{. . . . . 36.}$$

[21]) Das letztere ist im besonderen für Eisenbahnbrücken zu beachten, da hier — vergl. S. 138 — nicht unerhebliche Unterschiede zwischen der Gröfse der einseitigen und gänzlichen Belastung auftreten.

§ 8. Die rechnerische Behandlung der Stützlinie nach Tolkmitt. Für die rechnerische Behandlung der Stützlinie empfiehlt es sich, wie bei der zeichnerischen, die Belastungen in Einheiten des Gewölbemauerwerkes umzuwandeln und dementsprechend durch Belastungshöhen auszudrücken. Wir betrachten einen Gewölbestreifen von 1 m Tiefe und den Bezeichnungen der Abb. 17. Im Abstande x links vom Scheitel sei die Belastungshöhe $= z$ und im Scheitel selbst $= z_0$. Da es nur auf die lotrechte Dicke z der Belastungsfläche ankommt und ihre oberen und unteren Begrenzungslinien im übrigen hinsichtlich unserer Untersuchungen beliebig verschoben werden können, so kann man auch die Stützlinie selber als untere Begrenzung der Belastungsfläche und diese ganz auf der Stützlinie aufliegend annehmen, wie in Abb. 17 auf der rechten Gewölbehälfte dargestellt ist. Man mufs sich alsdann aber vor Irrtümern hüten und weder die Stützlinie mit der inneren Bogenlinie verwechseln, noch aufser acht lassen, dafs in diesem Falle die obere Abgrenzung der Belastungsfläche anders verläuft, als wenn die Belastungsfläche von der inneren Bogenlinie aus, als ihrer natürlichen unteren Begrenzung, aufgetragen wird. Wenn daher nachstehend von Gewölben mit wagerecht abgeglichener oder mit einer, von dem Scheitel aus ansteigenden bezw. abfallenden Belastungsfläche die Rede ist, so wird diese stets von der inneren Bogenlinie aus gerechnet.

Abb. 17.



Für die Stützlinie gilt nach den Bezeichnungen der Abb. 17 folgendes:

Der Inhalt der Belastungsfläche vom Scheitel bis zu der im Abstande x gelegten lotrechten Schnittlinie ist

$$V = \int_0^x z\,dx \quad \ldots \ldots \ldots \quad 37.$$

und wenn H den Horizontalschub in **cbm** Gewölbemauerwerk bedeutet, so ist

$$tang\,\alpha = \frac{V}{H} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 38.$$

Ferner wird die Pressung D in dem Schnittpunkte der Stützlinie mit dem im Abstande x vom Scheitel gelegenen Vertikalschnitte

$$D = \sqrt{H^2 + V^2} = H\sqrt{1 + tang^2\,\alpha} = \frac{H}{\cos\alpha} \quad \ldots \quad 39.$$

Ferner gilt für den Krümmungshalbmesser ρ der Stützlinie die geometrische Beziehung

$$\rho\,.\,d\,\alpha = d\,x\,.\,\sqrt{1 + tang^2\,\alpha},$$

während man aus Gleichung 37 und 38 erhält:

$$z = \frac{d\,V}{d\,x} = H\,.\,\frac{d\,tang\,\alpha}{d\,x} = H\,.\,\frac{d\,\alpha}{d\,x}\,(1 + tang^2\,\alpha).$$

Hieraus ergibt sich durch Verbindung der letzten beiden Gleichungen:

$$\rho = \frac{H}{z}(1 + tang^2\,\alpha)^{3/2} = \frac{H}{z\,cos^3\,\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

und für den Scheitel, woselbst $cos\,\alpha = 1$

$$\rho_0 = \frac{H}{z_0}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

demnach ist auch allgemein

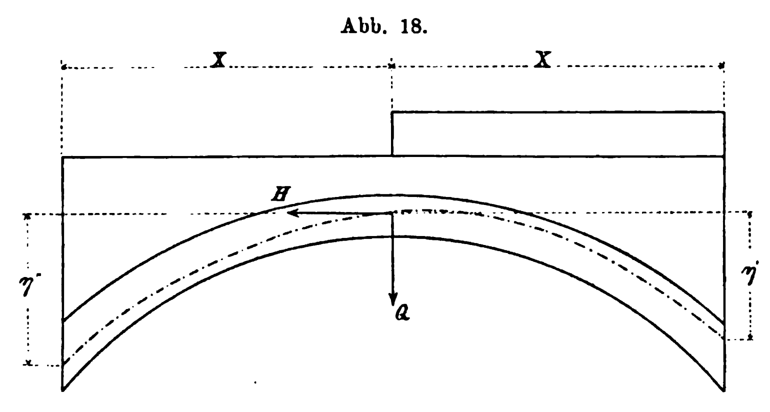
$$\rho = \rho_0 \frac{z_0}{z\,cos^3\,\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

Die Formeln 40 und 42 gestatten, bei gegebener Form der Stützlinie die Belastungshöhen oder bei gegebenen Belastungshöhen die Krümmungshalbmesser der Stützlinie zu berechnen. Zur bequemeren Anwendung dient nachstehende Zusammenstellung:

$\alpha =$	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°
$\frac{1}{cos^3\,\alpha} =$	1,00	1,01	1,05	1,11	1,20	1,34	1,54	1,82	2,21	2,81	3,74	5,27	8,00	13,25	24,99

Die obigen Beziehungen haben allgemeine Giltigkeit für alle Stützlinien mit lediglich lotrecht wirkender Belastungsfläche.

Abb. 18.



Wenn die Verkehrsbelastung sich (Abb. 18) nur über eine Hälfte des Gewölbes erstreckt, so wird die Stützlinie unsymmetrisch und ihr Scheitel fällt nicht mehr in den Scheitelquerschnitt des Gewölbes; in diesem tritt dann, wie schon auf S. 172 hervorgehoben ist, aufser dem Horizontalschube H noch eine Vertikalkraft Q auf. Für die im Abstande x rechts und links vom Scheitel gelegten, lotrechten Schnittlinien erhält man die Gleichgewichtsbedingungen

a) auf der belasteten Gewölbehälfte (Q nach oben gerichtet):[22])

$$H\eta' = M'_x + p\,\frac{x^2}{2} - Q\,.\,x;$$

b) auf der unbelasteten Gewölbehälfte (Q nach unten gerichtet):

$$H\eta'' = M'_x + Q\,.\,x.$$

Hierin bedeutet M'_x das ohne die Verkehrslast vorhandene Moment der Belastungsfläche. Aus beiden Gleichungen folgt

$$\eta'' - \eta' = \frac{1}{H}\left(2\,Q\,x - p\,\frac{x^2}{2}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 43^a.$$

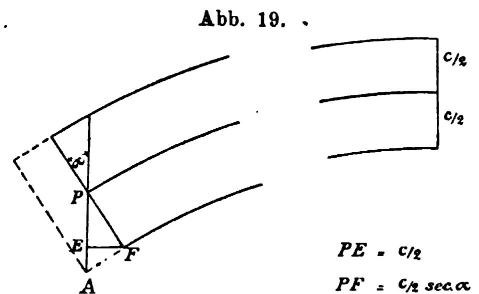
[22]) Vergl. auch Abb. 15. Die Druckkraft im Scheitel ist bei Betrachtung des vollbelasteten rechten Gewölbeteils von links unten nach rechts oben gerichtet, besitzt also eine nach oben gerichtete senkrechte Seitenkraft. Wird der linke, unbelastete Gewölbeteil betrachtet, so tritt das Umgekehrte ein.

Nun kann die Verkehrslast von rechts oder von links kommen und abwechselnd nur die rechte oder nur die linke Gewölbehälfte belastet sein, wobei die Ordinaten η' und η'' ihre Lage vertauschen. Demnach ist

$$\Delta\eta = \eta'' - \eta'$$

die gröfste Verschiebungsweite der Stützlinie in der lotrechten Schnittlinie im Abstande x vom Scheitel. Soll nun die Stützlinie nicht aus dem mittleren Drittel des Gewölbes heraustreten, so mufs notwendigerweise die lotrechte Schnittlinie durch das Gewölbe mindestens $= 3\,\Delta\eta$ sein. Jene Schnittlinie ist aber (vergl. Abb. 19) $= c\,sec^2\,\alpha$ und somit erhält man rücksichtlich der Verkehrsbelastung eine Bedingung für die Scheitelstärke, nämlich

Abb. 19.



$$c\,sec^2\alpha \gtreqqless 3\,\Delta\eta \quad \text{oder}$$

$$c \gtreqqless \frac{3}{H}\left(2\,Q\,x - p\,\frac{x^2}{2}\right).\cos^2\alpha \quad . \ 43^b.$$

In dieser Formel sind die Gröfsen H und Q zunächst noch unbekannt. Betrachten wir sie aber als gegeben, so wird $\Delta\eta$ ein Gröfstwert für

$$x = \frac{2\,Q}{p}\,.$$

und wenn wir den betreffenden Höchstwert von $\Delta\eta$ mit δ' bezeichnen, so ist

$$\delta' = \frac{2\,Q^2}{H\,p} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 44^a.$$

Für $x = \frac{4\,Q}{p}$ wird $\Delta\eta = 0$, dann wächst es wieder bis zum Kämpfer; in der lotrechten Kämpferschnittlinie $\left(x = \frac{l}{2}\right)$ ist die Verschiebungsweite (δ'')

$$\delta'' = \frac{1}{H}\left(Q\,l - \frac{p\,l^2}{8}\right) \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 44^b.$$

Der Horizontalschub ist so zu wählen, dafs die Verschiebungsweite zur Hälfte über, zur Hälfte unter die Gewölbemittellinie fällt. Diese Bedingung wird aber (vergl. S. 165) erfüllt, wenn H so grofs ist als in dem sogenannten Normalbelastungsfalle, nämlich bei gleichmäfsiger Belastung des ganzen Gewölbes mit $\frac{p}{2}$. Denn wenn man dem Horizontalschube jenen Wert gibt und die Mittellinie des Gewölbes als Stützlinie für den Normalbelastungsfall konstruiert, so ist die Pfeilhöhe dieser Stützlinie im Abstande x vom Scheitel

$$\eta = \frac{M'_x + \frac{p}{2}\cdot\frac{x^2}{2}}{H}$$

und es ist leicht zu ersehen, dafs die Abweichungen $\eta'' - \eta$ und $\eta' - \eta$ beide gleich grofs werden, nämlich gleich

$$\pm\frac{1}{H}\left(Q\,x - \frac{p\,x^2}{4}\right) = \frac{\Delta\eta}{2}\,.$$

Nunmehr ist nur noch die Vertikalkraft Q unbekannt. Zum Ausgleiche der Verschiebungsgröfse mufs die Stützlinie im Scheitelquerschnitte durch die Mitte des Gewölbes gelegt werden. Wenn aufserdem noch ein anderer Durchgangspunkt gegeben ist, so erhält Q einen ganz bestimmten und nach dem Vorstehenden leicht zu berechnenden Wert. Soll die Stützlinie z. B. die Kämpfervertikale in der Gewölbemittellinie schneiden, so ist die Verschiebungsweite $\Delta\eta$ gleich Null für $x = \frac{l}{2}$; hieraus folgt nach Gleichung 43ᵃ die Beziehung:

$$2Q\frac{l}{2} - \frac{p}{2}\left(\frac{l}{2}\right)^2 = 0,$$

woraus man erhält

$$Q = \frac{pl}{8}.$$

In diesem Falle ist die Verschiebungsweite am gröfsten für $x = \frac{2Q}{p} = \frac{l}{4}$, also in der Mitte zwischen Kämpfer und Scheitel und zwar wird

$$\delta' = \frac{1}{32}\frac{pl^2}{H} = 0{,}0313\,\frac{pl^2}{H} \text{ und } \delta'' = 0. \quad \ldots\ldots \quad 45^a.$$

Sind weder Kämpfergelenke vorhanden, noch ähnliche Bedingungen für die Lage der Stützlinie gegeben, so kann Q innerhalb gewisser Grenzen willkürlich angenommen werden; dem jedesmaligen Q entspricht dann die Verschiebungsweite (nach Gleichung 43^a^)

$$\Delta\eta = \frac{1}{H}\left(2Qx - \frac{px^2}{2}\right)$$

mit den durch die Formeln 44^a^ und 44^b^ ausgedrückten Höchstwerten δ' und δ''. Der wahrscheinlichste Wert von Q könnte unter Zugrundelegung der Elastizitätstheorie auf das als elastischer Bogen zu betrachtende Gewölbe gefunden werden. Für praktische Zwecke kann jedoch die einfachere Annahme

$$Q = \frac{pl}{10}\ {}^{[23]}$$

empfohlen werden. Hierbei fallen die Abweichungen $\frac{1}{2}\,\delta'$ und $\frac{1}{2}\,\delta''$ nach verschiedenen Richtungen und stehen, indem δ'' etwas gröfser als δ' wird, in passendem Verhältnisse zu den Fugenlängen. Für $Q = \frac{pl}{10}$ erhält man

$$\left.\begin{array}{l} \delta' = 0{,}02\,\frac{pl^2}{H} \text{ im Abstande } x = \frac{l}{5} \text{ und} \\ \delta'' = 0{,}025\,\frac{pl^2}{H} \text{ in der Kämpfervertikalen} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 45^b.$$

Da δ'' nur wenig gröfser als δ' ist, während der Neigungswinkel α der Normalfuge gegen die Lotrechte am Kämpfer bedeutend gröfser ist als im Abstande von $x = \frac{1}{5}\,l$ vom Scheitel, so liefert die Gleichung 43^b^ für $x = \frac{l}{5}$ einen gröfseren Wert als für $x = \frac{l}{2}$. Hieraus folgt die Bedingungsgleichung für die Scheitelstärke bei Vermeidung von Zugspannungen im Gewölbe und unter Einführung des Annäherungswertes $\left(\text{für } x = \frac{l}{5}\right)$ $\cos^2\alpha = 1$

$$c \geqq 3\,\delta' \geqq 0{,}06\,\frac{pl^2}{H} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 46.$$

Die Ausweichungen aus der normalen Lage, d. i. aus derjenigen für die Normalbelastung, sind $= \frac{1}{2}\,.\,\Delta\eta$ und ihre Höchstwerte $= \frac{1}{2}\,\delta'$ bezw. $= \frac{1}{2}\,\delta''$.

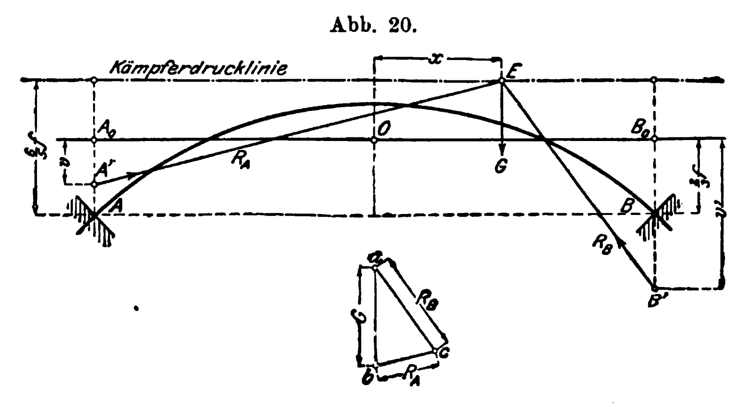
§ 9. Die annäherungsweise Berechnung der Gewölbe auf Grund der Elastizitätstheorie.[24]) Nach den Versuchen des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins ist erwiesen, dafs ein Gewölbe als elastischer Bogenträger angesehen und berechnet werden kann. Es können mithin, da ein Gewölbe als ein an den Kämpfern eingespannter Bogen, d. h. als ein äufserlich dreifach statisch unbestimmtes System auf-

[23]) Vergl. hierzu: G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken, 2. Aufl. Berlin 1902, S. 46 u. 47.

[24]) Nach Th. Landsberg, Beitrag zur Theorie der Gewölbe. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, Bd. XXXXV. Daselbst ist auch die Begründung des obigen, hier nur in seinen Ergebnissen mitgeteilten Verfahrens gegeben.

zufassen ist, die drei überzähligen Gröfsen mittels der Elastizitätstheorie bestimmt werden. Das nachfolgende Verfahren ist von Th. Landsberg aus den Ergebnissen der letzteren abgeleitet und für eine bestimmte Form der Gewölbeachse — eine flache Parabel — entwickelt, jedoch auch mit Rücksicht auf die bei Berechnung der Gewölbe übliche grofse Sicherheit, auf Gewölbe, nach einem flachen Kreisbogen geformt, unbedenklich anzuwenden.

Abb. 20.



Bewegt sich (Abb. 20) eine Einzellast G über das Gewölbe, so ruft sie in jeder Lage 2 Kämpferdrücke R_A und R_B hervor, welche mit G im Gleichgewichte sein müssen. Der Schnittpunkt der 3 Kräfte — E in Abb. 20 — bewegt sich beim Übergange der Last über das Gewölbe in einer von der Bogenachse abhängigen Linie, der Kämpferdrucklinie, während zu gleicher Zeit die Kämpferdrücke in ihren verschiedensten Lagen Umhüllungslinien beschreiben. Sind die Kämpferdrucklinie und zwei auf dieser nicht liegende Punkte gegeben, durch welche für eine bestimmte Lastlage je einer der beiden Kämpferdrücke hindurchgeht, so sind letztere beide durch ein einfaches Kräftedreieck bestimmt (Abb. 20).

Für eine Gewölbeachse in Parabelform ist nun die Kämpferdrucklinie eine Gerade, welche in der Höhe von $^6/_5\, f$ über der Verbindungslinie der Kämpferpunkte AB und parallel zu dieser verläuft. Hier bedeutet f die Pfeilhöhe der Gewölbeachse.

Zeichnet man eine zweite Gerade in der Höhe von $^2/_3\, f$ über AB und parallel hierzu A_0B_0 (Abb. 20), so schneidet auf den Kämpferlotrechten AA_0, BB_0 und für die Lage der Einzellast im Abstande x rechts vom Gewölbescheitel der $\begin{Bmatrix}\text{linke}\\ \text{rechte}\end{Bmatrix}$ Kämpferdruck die Kämpferlotrechte in $\begin{Bmatrix}A\\ B\end{Bmatrix}$ in der Höhe $\begin{Bmatrix}v\\ v'\end{Bmatrix}$ unter der Geraden A_0B_0, und zwar ist:

$$v = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l+2x}\right) \quad \text{47}^a.$$

$$v' = \frac{8}{15} f \left(\frac{l}{l-2x}\right) \quad \text{47}^b.$$

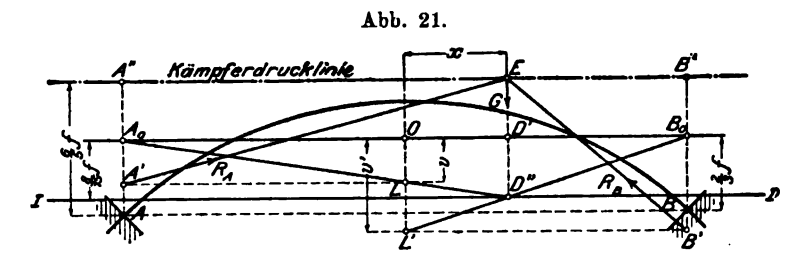
Schreibt man die Gleichungen in der Form:

$$v : \frac{8}{15} f = \frac{l}{2} : \left(\frac{l}{2} + x\right) \text{ bezw. } v' : \frac{8}{15} f = \frac{l}{2} : \left(\frac{l}{2} - x\right),$$

so gibt Abb. 21 eine einfache Konstruktion der Werte v und v' als vierte Proportionale zu drei gegebenen Gröfsen. Man trage II im Abstande von $^8/_{15} f$ von A_0B_0 nach unten und parallel hierzu ab, verlängere die Lastrichtung in E bis zum Durchschnitte mit der Geraden A_0B_0 und II in D' und D'' und ziehe A_0D'', bezw. B_0D'', welche die Scheitelsenkrechte in L bezw. L' schneiden; Parallelen durch diese Punkte zu A_0B_0 bestimmen alsdann die Punkte A' bezw. B' auf den Kämpfersenkrechten und hiermit in den Werten

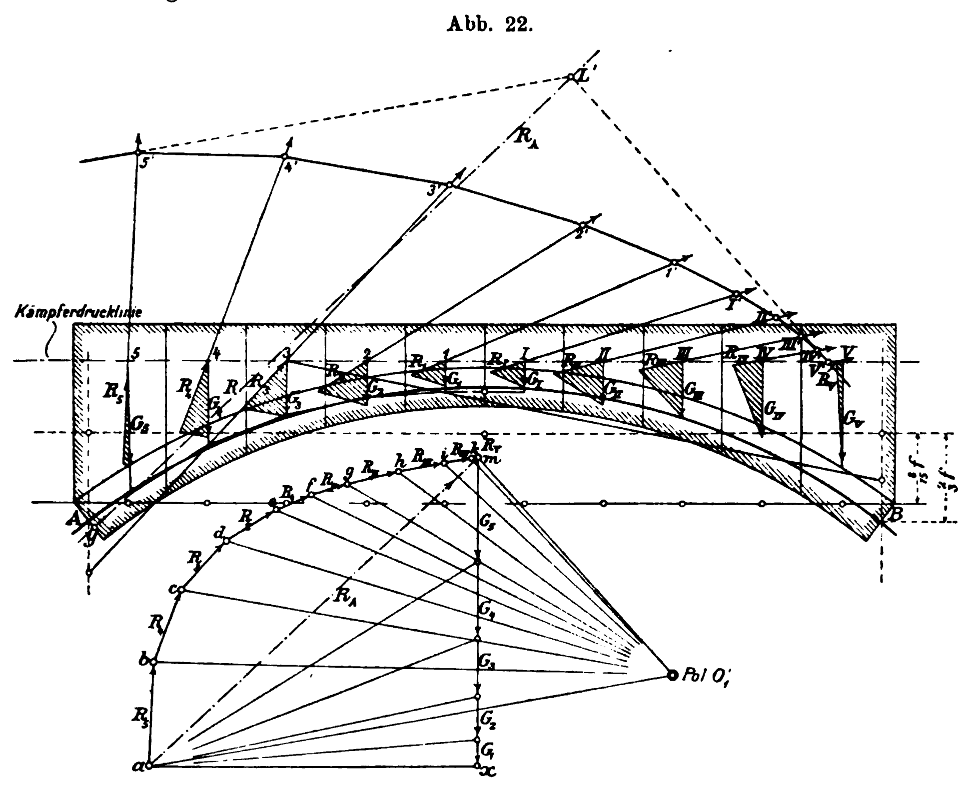
$A' A_0$ bezw. $B' B_0$ die Gröfsen v und v', mithin die Angriffspunkte der Kämpferdrücke für die Lastlage in E.[35]) Mithin sind auch aus der Gröfse G die zugehörigen Kämpferdrücke durch ein Dreieck eindeutig bestimmt.

Abb. 21.



Man ermittelt nun für eine gröfsere Anzahl von Lastlagen die Durchgangspunkte der Kämpferdrücke A' und B' und die Kämpferdrücke selbst; hierbei genügt es (bei symmetrischem Gewölbe) diese Punkte auf **einer** Kämpferlotrechten zu bestimmen und sie für symmetrisch zur Scheitelfuge liegende Lastlagen auf die andere Kämpfersenkrechte zu übertragen.

Abb. 22.



Zweckmäfsig teilt man (Abb. 22) die Kämpferweite in eine **gerade** Anzahl gleicher Teile, also derart ein, dafs rechts und links vom Gewölbescheitel Lasten liegen, ermittelt die zu den Teilungspunkten gehörenden Schnittpunkte A' und B', zeichnet die Kämpferdrücke für alle (in Abb. 22 für 10) Lastlagen und ermittelt zum Schlusse deren

[35]) Die Richtigkeit der Konstruktion folgt aus der Abb. 21:

$$O L : \tfrac{8}{15} f = \tfrac{l}{2} : \left(\tfrac{l}{2} + x\right); \quad O L = A' A_0 = v; \quad O L' : \tfrac{8}{15} f = \tfrac{l}{2} : \left(\tfrac{l}{2} - x\right); \quad O L' = B' B_0 = v'.$$

Gröfse auf zeichnerischem Wege[26]); man erhält alsdann die in Abb. 22 an die Kämpferdrucklinie angeschlossenen 10 Kräftedreiecke.

Will man die Stützlinie für Eigengewicht bei gegebenem Gewölbe finden, so nimmt man an Stelle der bisher allgemein und beliebig gewählten Lasten G die Streifengewichte (Abb. 22) G_5, G_4, G_3, G_2, G_1, G_I, G_{II}, G_{III}, G_{IV} und G_V an und ermittelt in der vorstehend beschriebenen Weise für jedes dieser Gewichte den linksseitigen und rechtsseitigen Kämpferdruck, wie dies in Abb. 22 geschehen ist. Setzt man alsdann die einzelnen Kämpferdrücke der einen Seite, z. B. der linken, R_5, R_4, ... R_{IV}, R_V zum Kräftezuge a, b, c, ... m zusammen, so ergibt $a\,m = R_A$ nach Richtung und Gröfse den gesamten am linken Brückenwiderlager auftretenden Kämpferdruck. Seine Lage im Gewölbe wird durch ein beliebiges, zu den linksseitigen Kämpferdrücken mit dem Pole O_1' gezeichnetes Seileck V′, IV′, ... 4′, 5′ in R_A ermittelt und sein Schnittpunkt mit der Kämpferfuge in y bestimmt. Trägt man nun ferner an das Kämpferdruck-Vieleck $a\,b$ ... m in m die für die linke Gewölbehälfte in Frage kommenden Eigenlasten $G_5 \ldots G_1$ an, so mufs $a\,x$, den Horizontalschub des symmetrisch geformten und belasteten Gewölbes darstellend, wagerecht liegen; zugleich ist a der Pol der durch y festgelegten richtigen Stützlinie für das Eigengewicht des Gewölbes; im vorliegenden Gewölbe verläuft diese Stützlinie naturgemäfs in beiden Gewölbehälften gleichmäfsig. Ist das Gewölbe unsymmetrisch geformt oder belastet, so werden zur Aufzeichnung der Stützlinie das gesamte Kämpferdruckvieleck, sowie alle Lasten Verwendung finden müssen. Als Zeichenkontrolle dient alsdann, dafs alle äufseren Kräfte R und G ein geschlossenes Vieleck bilden müssen; die Linie $a\,x$ ist hierbei in der Regel nicht mehr wagerecht.

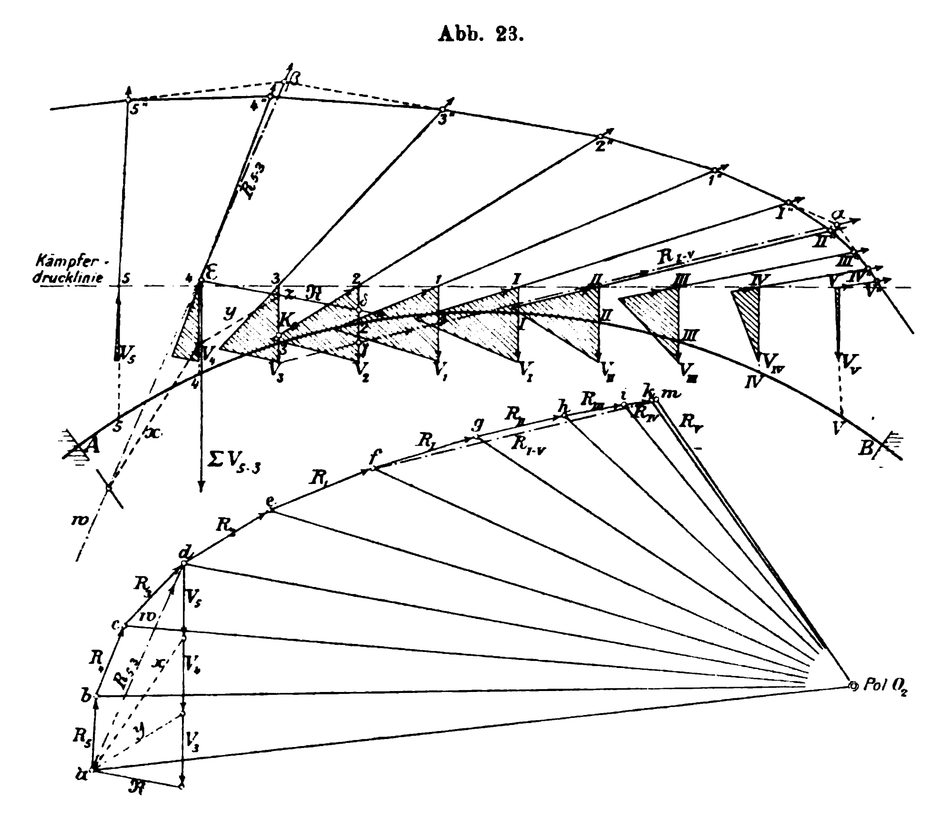
Bezüglich der Stützlinie für die ungünstigste Verkehrsbelastung sei zunächst vorausgesetzt, dafs deren ungünstigste Lagen bereits bekannt seien. Es wird weiter unten auf diese Frage im besonderen eingegangen werden.

Beträgt der Gröfstwert der Verkehrslast für 1 m Gewölbelänge (von 1 m Tiefe) p und die Entfernung der Lastpunkte λ, so läfst man die Last $p\,\lambda$ der Reihe nach alle Lastpunkte einnehmen und ermittelt für jede Lastlage (wie vorstehend gezeigt) die zugehörenden Kämpferdrücke (Abb. 23). Diese, und zwar die links- oder rechtsseitigen (hier die ersteren), werden wiederum zum Krafteck a, b, c, ... m vereinigt; mit dem beliebigen Pole O_2 wird alsdann das zugehörende Seileck V″, IV″, ... 4″, 5″ gezeichnet. Müssen nun z. B. — erstens — um in Fuge 2 die ungünstigste Beanspruchung hervorzurufen, die Lasten I bis V wirken, so ergibt sich der hierdurch bedingte, im linken Gewölbeteile (als einzige Kraft) auftretende Kämpferdruck zu $f\,m$ im Krafteck und zu R_{I-V} (durch α gehend und parallel zu $f\,m$) im Gewölbe. Derselbe schneidet Fuge 2 in γ und gestattet somit die Berechnung der hierselbst auftretenden Spannung; naturgemäfs ist die vorher ermittelte Einwirkung der Eigenlast zusätzlich zu berücksichtigen, um die Gesamtpressung zu erhalten.

Wäre es — zweitens — jedoch notwendig, um die gröfste Spannung in Fuge 2 durch Verkehrslast zu erzeugen, die Punkte 5, 4 und 3 zu belasten, so wäre die hierdurch hervorgerufene Mittelkraft der Kämpferdrücke R_{5-3} ($a\,d$ im Krafteck), durch β gehend. Neben ihr wirken auf Fuge 2 aber noch ein die links von dieser liegenden Verkehrslasten V_5, V_4 und V_3. Werden diese im Krafteck mit R_{5-3} zur Mittelkraft $\mathfrak{R}$ vereinigt und deren Angriffspunkt im Schnittpunkte von V_{5-3} und R_{5-3} in ε bestimmt, so ergibt sich δ als Angriffspunkt für die gesamte durch die Belastung V_{5-3} hervorgerufene Mittelkraft $\mathfrak{R}$ auf die Fuge 2.

[26]) Der Deutlichkeit halber sind in Abb. 22 die Hilfslinien zur Konstruktion der Punkte $A'\,B'$ fortgelassen.

Abb. 23.



In gleicher Weise läſst sich für jeden Querschnitt die ungünstigste Lage der Stützlinie[27]), ihre gröſste Abweichung von der Bogenachse und die gröſste Beanspruchung des Querschnittes ermitteln.

Die Auffindung der ungünstigsten Laststellung selbst erfolgt unmittelbar aus den für die wandernde Einzellast gezeichneten Kämpferdrücken. Handelt es sich um Querschnittspunkte, welche an der inneren Gewölbeleibung liegen, so erzeugt jede Kraft, welche $\left\{\begin{matrix}\text{oberhalb}\\ \text{unterhalb}\end{matrix}\right\}$ des zugehörenden, d. h. hier des oberen, Kernpunktes den Querschnitt schneidet, $\left\{\begin{matrix}\text{Zug}\\ \text{Druck}\end{matrix}\right\}$ in den in Frage kommenden inneren Leibungspunkten. Die ungünstigste Laststellung zur Erzeugung von Druckspannungen bei den fraglichen Punkten wird mithin soweit reichen, als die für den Übergang der Last gezeichneten Kämpferdrücke unterhalb des betreffenden Kernpunktes die Fuge schneiden, während die gröſsten Zugkräfte bei Belastung derjenigen Punkte auftreten werden, deren Kämpferdrücke die Fuge oberhalb des Kernpunktes treffen. Hierbei ist bei wandernder Einzellast für die Lastpunkte rechts von dem betreffenden Querschnitte der linke Kämpferdruck die maſsgebende Kraft, für die Lastpunkte links von dem Querschnitte der rechte Kämpferdruck. Es empfiehlt sich, beide Kämpferdrücke zu konstruieren.

Bei Querschnitt 3 möge z. B. zufälligerweise für die am rechtsliegenden Lastpunkte 2 angreifende Last der linksseitige Kämpferdruck gerade durch den oberen Kernpunkt k_o der Fuge 3 gehen, während die Kämpferdrücke für die Lastlage 1, I, II, . . . V unterhalb des Kernpunktes einschneiden, also in den an der inneren

---

[27]) Für den zuletzt betrachteten Belastungszustand V_{5-3} ist dieselbe z. B. in Abb. 23 eingetragen und durch den Linienzug w, x, y, z, δ dargestellt.

Gewölbeleibung anliegenden Punkten eine Druckspannung hervorrufen. Die Last in 3 hingegen hat Zug in diesen Punkten zur Folge; es ist mithin für Querschnitt 3 Punkt 2 eine Lastscheide.

Will man bei symmetrischem Gewölbe mit den Kämpferdrücken auf einer Seite auskommen, so mufs man die Wirkung der nicht besonders ermittelten Kämpferdrücke an dem symmetrisch zu der betrachteten Fuge liegenden Querschnitte untersuchen.

Handelt es sich z. B. darum, den Einflufs der Belastungen in den Punkten 4 und 5 auf Fuge 3 zu finden, so untersuche man Querschnitt III und die Einwirkungen der Lasten in IV und V auf diesen, weil die Lasten in 5 und 4 Querschnitt 3 gleichartig beeinflussen werden. Da die Kämpferdrücke R_{IV} und R_V, im Querschnitte III oberhalb des oberen Kernpunktes einschneidend, Zug in dessen unterem Teile hervorrufen, so wird die ungünstigste Zugbelastung an der inneren Leibung des Querschnitts 3 bei ausschliefslicher Belastung der Punkte 5, 4, 3[28]), die ungünstigste Druckbelastung bei Belastung der Punkte 2, 1, I, II, III, IV und V auftreten.

Es genügt stets, wenn man die Lastpunkte an der einen Seite der Belastungsscheide als vollbelastet, diejenigen an der anderen Seite als unbelastet annimmt.

§ 10. Die Berechnung der Gewölbe mit drei Gelenken. Durch Einfügung von drei Gelenken in das Gewölbe (eines im Scheitel, zwei an den Kämpfer- oder Bruchfugen) wird dessen dreifache statische Unbestimmtheit beseitigt, das Gewölbe geht in die statisch bestimmte Form des Dreigelenkbogens über und kann zweckmäfsig nach den für diesen aufgestellten Berechnungsmethoden behandelt werden. Die Ermittelung der im Gewölbe auftretenden Spannungen kann demgemäfs hierselbst mit gröfserer Schärfe als sonst durchgeführt werden, wodurch wiederum die Zulassung höherer Beanspruchungen und eine Verringerung der Gewölbestärken gegenüber Gewölben ohne Gelenke ermöglicht wird.

Mit ziemlicher Genauigkeit dürfte die Berechnung ausgeführt werden durch Aufzeichnen von Einflufslinien für die Kernpunktsmomente[29]) des Gewölbes, Ermittelung letzterer unter Einwirkung des Eigengewichtes und der Verkehrslast, Bildung ihrer Maximal- und Minimalwerte und Ableitung der auftretenden Spannungen aus letzteren.

Allerdings setzt dies voraus, dafs die Form des Gewölbes vor Beginn der statischen Untersuchung bereits bekannt ist, eine Frage, auf welche weiter unten genauer eingegangen wird.

Für das Kernpunktsmoment M_K gilt die Beziehung (vergl. Abb. 24)

$$M_K = M_{oK} - H \cdot y_K, \qquad 48.$$

worin M_{oK} das Moment für den senkrecht unter dem Kernpunkte K gelegenen Querschnitt eines einfachen Balkens auf 2 Stützen, H den Horizontalschub und y_K den senkrechten Abstand dieses vom Kernpunkte darstellt. Die Einflufsfläche für das Moment M_{oK} des einfachen Balkens ist ein Dreieck, dessen Form $A_1 C B_1$ durch den Abstand des Punktes K von den Widerlagern $x = A_1 J$, $x_1 = B_1 K$ bestimmt ist. Von diesem Dreiecke ist die Einflufsfläche von $H \cdot y_K$ — ebenfalls ein Dreieck — gemäfs Gleichung 48 in Abzug zu bringen. Für die Form der Gesamtfläche ist mafsgebend, dafs diese unter dem Punkte E einen Nullpunkt besitzen mufs, wenn E so konstruiert

[28]) Dafs Last 3 in der inneren Leibung von Fuge 3 Zug erzeugt, ist oben bereits dargelegt.

[29]) Vergl. Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. I, 3. Aufl. Leipzig 1901. S. 156 u. f. Hierselbst ist auch die Begründung des oben angewendeten Verfahrens zu ersehen.

ist, daſs EB durch G und EA durch den in Frage stehenden Kernpunkt geht; denn alsdann ruft eine in E liegende Last den Kämpferdruck AE hervor, der für K ein $M_K = 0$ bedingt; E ist alsdann die Lastscheide für den in Frage stehenden Kernpunkt. Hierdurch ergibt sich die in Abb. 24 für das Moment $M_{K\,o}$ dargestellte Einfluſsfläche. Dieselbe ist in vereinfachter Form unten nochmals aufgetragen. Hierselbst hat man nur notwendig, von der wagerechten Geraden $A_1 B_1$ aus $A_1 J = x$ nach unten abzutragen, Punkt C unter K_o, E_o' unter E_o, sowie D unter dem Mittelgelenke G festzulegen und die Geraden $A_1 C$, $C E_o' D$ und $D B_1$ zu ziehen.

Abb. 24.

In ähnlicher Weise ist die Einfluſslinie für $M_{K\,u}$ unter Verwendung des Punktes E_u in Abb. 24 konstruiert. Die linken Seiten der dargestellten Einfluſsflächen sind als Reste der $+ M_{o\,K}$-Fläche positiv, die rechten durch die $- H y_K$-Fläche bestimmt, negativ. Die Werte von $M_{K\,o}$ und $M_{K\,u}$ selbst werden und zwar wiederum zweckmäſsig, für 1 m Gewölbetiefe in bekannter Weise aus den Einfluſsflächen abgeleitet. Hierbei wird das Eigengewicht des Gewölbes einschlieſslich der Übermauerung, der Überschüttung und Fahrbahnkonstruktion, auf Gewölbematerial bezogen, graphisch dargestellt und die Belastungsfläche in Streifen geteilt; alsdann werden deren Gewichte G ermittelt und nunmehr $M_{K\,o}$ bezw. $M_{K\,u}$ in der Form $M_K = \Sigma\, G \,.\, \eta$ dargestellt, worin η die zu den Gewichten G gehörenden Ordinaten der Einfluſslinie darstellen. Die Einheit von M_K ist alsdann t.m, wenn G in t gegeben und die Einfluſsfläche in m (im Maſsstabe der Zeichnung) gemessen wird.

Die Verkehrslast kann entweder, in Gewölbematerial umgerechnet, unmittelbar der in Frage kommenden Eigengewichtsfläche zugefügt oder besonders berücksichtigt werden; im letzteren Falle werden, wenn es sich um eine gleichmäſsig verteilte Verkehrslast handelt, die M_K-Werte in der Form: $M_K = q$. Einfluſsfläche darzustellen sein, wobei q die Verkehrsbelastung für 1 m Gewölbe von 1 m Tiefe darstellt. Naturgemäſs ist hierbei bald die eine, bald die andere Einfluſsstrecke zu belasten.

Handelt es sich neben einer gleichmäſsig verteilt auftretenden Verkehrslast noch um gröſsere Einzellasten, im besonderen um Dampfwalzen, so empfiehlt es sich — der

Einfachheit halber — die gleichmäſsig verteilte Verkehrslast auch unter den Einzellasten zu rechnen, und um die Gröſse ersterer die Gewichte der letzteren zu vermindern. Zieht man Einzellasten in Rechnung, so ist stets die seitliche Druckverteilung durch die Fahrbahn, Überschüttung und Übermauerung auf das Gewölbe — zweckmäſsig unter einem Winkel von 35° — in Berücksichtigung zu ziehen (vergl. S. 139).

Beträgt also z. B. die Breite der vorderen Walze einer Dampfwalze b m, die Entfernung von Gewölbemitte und Fahrbahnoberkante an der Belastungsstelle δ m, so wird die Druckverteilungsbreite $=$ rd. $b + 2 \frac{\delta}{tang\, 35^\circ} =$ rd. $\left((b + \frac{2\,\delta}{0{,}7}\right)$ m $=$ rund $(b + 1{,}4\,\delta)$ m. Wiegt die Walze P t, so kommt mithin auf den lotrechten Gewölbestreifen von 1 m Tiefe eine Einzellast von $\frac{P}{b + 1{,}4\,\delta}$ t. Daſs die gröſsten Verkehrslasten über den längsten Ordinaten der Einfluſslinien aufzustellen sind, um einen möglichst groſsen (+ oder —) Wert des Momentes zu erzielen, dürfte selbstverständlich sein.

Die Einfluſslinie für den Horizontalschub besitzt, wie bereits vorstehend erwähnt, die Form eines einfachen Dreieckes. Die wagerechte Grundlinie desselben ist bestimmt durch die Projektionspunkte A_1 und B_1 der Kämpfergelenke, die Spitze liegt unter dem Scheitelgelenke und zwar bei symmetrischem Gewölbe um den Wert $\frac{l}{4f}$ von der Grundlinie entfernt. Aus der Einheitlichkeit der Einfluſsfläche folgt, daſs der Horizontalschub seinen Gröſstwert bei voller Belastung des Gewölbes durch Eigengewicht und Verkehrslast erhält.

Das Gleiche gilt von jedem der beiden Kämpferdrücke. Derselbe setzt sich zusammen aus dem senkrechten Auflagerdrucke eines einfachen Balkens AB und dem Horizontalschube; da für den senkrechten Auflagerdruck bei A zum Beispiel die Einfluſslinie ein einfaches Dreieck ist, dessen Grundlinie mit $A_1\,B_1$ zusammenfällt und dessen Spitze unter A und im Abstande von 1 von hier entfernt liegt, so kann die Zusammensetzung der H und A-Linie nach der Beziehung:

$$K = \sqrt{H^2 + A^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 49.$$

unschwer erfolgen. Wegen weiterer Einzelheiten sei auf die Spezialwerke der Statik der Baukonstruktionen verwiesen.

Zweckmäſsig wird man die Kernmomente für jeden oberen und unteren Kämpferpunkt zweifach berechnen und zwar unter Belastung beider Teile der Einfluſsfläche durch ständige Lasten, je eines Teils (+ oder —) durch Verkehrslasten. Sollen keine Zugspannungen im Gewölbe auftreten, so müssen für jeden unteren Kernpunkt K_u beide Momente positiv bleiben, für jeden oberen negativ werden. Hierbei ergibt sich für den unteren Kernpunkt bei Berücksichtigung des

{+-Teils der Einfluſsfläche / — „ „ „} durch Verkehr, die

{gröſste Pressung / kleinste „} am oberen Fugenrande,

desgleichen für den oberen Kernpunkt bei Belastung des

{+-Teils der Einfluſsfläche / — „ „ „} durch Verkehr, die

{kleinste Pressung / gröſste „} am unteren Fugenrande.

Ergibt sich für K_u ein negatives, für K_o ein positives Moment, so gehen die kleinsten Pressungen in Zugspannungen über. Die Ermittelung der auftretenden Spannungen (σ) selbst hat nach der Gleichung

$$\sigma = \frac{M_K}{W} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 50.$$

zu verfolgen, worin M_K das Kernpunkts-, W das Widerstandsmoment des rechteckigen Querschnitts $\left(\frac{1 \cdot h^2}{6}\right)$ darstellt.

In Überlegung möge gezogen werden, ob es sich nicht überhaupt empfehlen dürfte, alle Gewölbe, auch solche ohne Gelenke, auf die vorstehende Weise zu berechnen. Wenn man schon zu ihrer Formbestimmung für den Normalfall die Stützlinien durch die Mitten der Scheitel- und Kämpfer- (oder Bruch-)Fugen legt, so ist es nur ein kleiner Schritt weiter auf dem eingeschlagenen Rechnungswege, die genannten Fugenmitten als Gelenke aufzufassen und für die alsdann entstehenden Dreigelenkträger Einflufslinien zu zeichnen. Es dürfte zugegeben werden, dafs eine solche Berechnungsart durch die Bestimmung der Lastscheiden für die Grenzwerte der Randspannungen zuverlässigere Ergebnisse erwarten läfst, als die unter nur gänzlicher oder nur halbseitiger Belastung gezeichneten Stützlinien.

Eine zweite, vorwiegend ebenfalls graphische Berechnungsmethode besteht — falls die Gewölbeform annähernd gegeben ist — in der Einzeichnung von Drucklinien, welche hier durch die 3 Gelenkpunkte vollkommen festgelegt sind. Solche Linien sind sowohl für eine gleichmäfsige, über das ganze Gewölbe verteilte Vollbelastung, Eigengewichts- und Verkehrsbelastung, als auch für einseitig das Gewölbe beanspruchende Verkehrslasten zu zeichnen; auch wird dringend empfohlen, das Gewölbe von vornherein für den Normalfall $\left(\frac{p}{2}\right)$ als Stützliniengewölbe zu konstruieren.

Es liegt auf der Hand, dafs die in den Gelenkpunkten festgehaltenen Stützlinien für die verschiedensten Belastungen zwischen ersteren pendeln und somit in der Mitte zwischen den Gelenken eine gröfsere Stärke des Gewölbes als im Scheitel und Kämpfer bedingen werden, eine Form, welche viele Ausführungen auch aufweisen.

Bezüglich der Wahl der Gewölbeabmessungen kann auf das in § 6 Gesagte, im besonderen auf die dortselbst mitgeteilten Tolkmitt'schen Annäherungsformeln verwiesen werden.[30]) Dieselben gelten um so mehr für ein nach dem Normalfalle konstruiertes Stützliniengewölbe, als die Gelenke eine Gewähr dafür bieten, dafs die Stützlinie durch die Mitten einiger Fugen mit Sicherheit hindurchgeht. Bei dem nach dem Normalfalle geformten Gewölbe weicht nach Formel 45ᵃ auf S. 179 bei einseitiger Verkehrsbelastung durch p die Mittellinie auf $^1/_4$ und $^3/_4$ der Spannweite l um den gröfsten Verschiebungswert $\frac{\delta'}{2} = \frac{1}{2}\ 0{,}0313\ \frac{p l^2}{H}$ von der Mittellinie ab. Soll daher auch hier die Stützlinie innerhalb der Kernlinien des Gewölbes verbleiben, so mufs die senkrecht gemessene Gewölbestärke daselbst ($= h$) zum mindesten sein:

$$h \geq 6\,\frac{1}{2} \cdot 0{,}0313\,\frac{p l^2}{H}; \quad h = 0{,}094\,\frac{p l^2}{H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 51.$$

worin H den Horizontalschub für die Normalbelastung $\left(\frac{p}{2}\right)$ darstellt. Ist die Mittellinie des Bogens an der in Frage kommenden Stelle $\left(\frac{l}{4}\text{ bezw. }\frac{3\,l}{4}\right)$ unter dem Winkel α zur Wagerechten geneigt, so ist mithin die radial gemessene Gewölbestärke:

$$s = h \cos\alpha \geq 0{,}094\,\frac{p l^2}{H}\cos\alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

Für die Stärke c des Gewölbes im Scheitel und die Stärke c_0 am Kämpfer gelten die Gleichungen 28 (S. 168) u. 22 (S. 166): $c \geq \frac{H}{k'}$ und $c_0 \geq \frac{c}{\cos\alpha}$;

[30]) Vergl. hierzu den Tolkmitt'schen Leitfaden zum Entwerfen und Berechnen gewölbter Brücken, 2. Aufl., Berlin 1902, von A. Laskus, 6. Abschnitt: Brückengewölbe mit 3 Gelenken.

Da ferner laut Formel 39 (auf S. 176) $\cos\alpha = \frac{H}{\sqrt{H^2 + V^2}}$ ist, so ergibt sich für c_0:

$$c_0 \geqq c \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{H} \quad \ldots \ldots \quad 53.$$

Hierin kann für V, den Inhalt der Belastungsfläche vom Scheitel bis zur Kämpfersenkrechten, ein für alle praktischen Anwendungen ausreichender Annäherungswert eingeführt werden:

$$V = \frac{l}{2}\left[z_0 + \frac{f}{f+m}\left(\frac{m}{3} + \frac{f}{5}\right)\right] \quad \ldots \ldots \quad 54.$$

in welchem Ausdruck z_0 die Belastungshöhe im Scheitel, f die Pfeilhöhe des Gewölbes und m den durch die Formel 34 (S. 169) gegebenen Wert bedeutet.

Soll wegen möglichst gleichmäfsiger Druckverteilung im Gewölbe die Kantenpressung in der um $\frac{l}{4}$ bezw. $\frac{3}{4} l$ vom Kämpfer entfernten Fuge (s) nicht höher sein als der Normaldruck in der Scheitel- und Kämpferfuge $= k$, so mufs (vergl. § 11) die Beziehung $k = \frac{D}{s}\left(1 + \frac{6 \cdot \frac{1}{2}\delta'}{s}\right)$ stattfinden; setzt man hierin:

$$D = \frac{H}{\cos\alpha}; \qquad \delta' = 0{,}0313 \frac{p l^2}{H},$$

so ergibt sich für s die Gleichung:

$$s^2 - \frac{H}{k \cos\alpha} s = 0{,}094 \frac{p l^2}{H} \quad \ldots \ldots \quad 55.$$

eine Beziehung, welche einen oberen, zweckmäfsig nicht zu überschreitenden Grenzwert für die Gewölbestärke in $\frac{l}{4}$ bezw. $\frac{3}{4} l$ Entfernung vom Kämpfer ergibt. Im übrigen ist die Berechnung der Gewölbeabmessungen den in § 6 gegebenen Ermittelungen ähnlich; das nachstehende Beispiel[31]) möge als Erläuterung dienen.

Eine Eisenbahnbrücke zeige: $l = 40$ m, $f = 4{,}20$ m; der Baustoff (Beton) weise ein spezifisches Gewicht von 2,3 auf und lasse eine gleichmäfsig verteilte Normalpressung von 35 kg/qcm und eine gröfste Kantenpressung von 42 kg/qcm zu. Die Belastungsfläche sei wagerecht abgeglichen, $e = \frac{1{,}5}{\gamma} = \frac{1{,}5}{2{,}3} = 0{,}65$ m, $p = 0{,}70$ m; letztere Mafse sind auf Gewölbemauerwerk bezogen.

Zunächst folgt aus den Beanspruchungsangaben:

$$k = \text{zulässige Normalpressung} = \frac{35{,}0 \cdot 10}{2{,}3} \text{ cbm/qm} = \text{rd. } 150 \text{ cbm/qm und}$$

$$k_{max} = \text{gröfste erlaubte Pressung} = \frac{42 \cdot 10}{2{,}3} = \text{rd. } 180 \text{ cbm/qm.}$$

Aus Gleichung 26 folgt:

$$c = \frac{0{,}15 \frac{l^2}{f}\left(e + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}\right)}{k - 0{,}15 \frac{l^2}{f}} = \frac{0{,}15 \frac{40^2}{4{,}2}\left(0{,}65 + \frac{0{,}70}{2} + \frac{4{,}2}{10}\right)}{150 - 0{,}15 \frac{40^2}{4{,}2}} = 0{,}87 \text{ m};$$

der Horizontalschub H ist demgemäfs auf 1 m Gewölbetiefe $H = c \cdot 1{,}00 \cdot k = 0{,}87 \cdot 1{,}00 \cdot 150 = 130{,}5$ cbm, oder genauer nach Gleichung 35 $= 118{,}3$ cbm; man kann demgemäfs c etwas kleiner $= \frac{118{,}3}{150} = 0{,}79$ m $=$ rd. 0,75 m wählen. Hiermit ergibt sich $z_0 = 0{,}75 + 0{,}65 + 0{,}35 = 1{,}75$ m, und nunmehr aus Gl. 35 der verbesserte Wert von $H = 111{,}7$ cbm und $k = \frac{111{,}7}{0{,}75} = 149$ cbm/qm, also ein zulässiger Wert.

Die gröfste Abweichung der Stützlinie gegen die Mittellinie bei Anwendung von Gelenken ergibt sich für $\frac{l}{4}$ bezw. $\frac{3l}{4}$ aus der Beziehung:

$$\frac{\delta'}{2} = \frac{0{,}0313}{2} \cdot \frac{p l^2}{H} = 0{,}0157 \frac{0{,}70 \cdot 40^2}{111{,}7} = 0{,}157 \text{ m.}$$

[31]) Entnommen dem in Anm. 30 auf S. 187 angeführten Leitfaden.

Demgemäfs mufs die lotrechte Fuge hierselbst mindestens eine Stärke von: $s' = 6 \,.\, 0{,}157 =$ 0,94 m aufweisen; als oberen Grenzwert liefert für $\cos\alpha = \sim 1$ Gleichung 55 $s = \sim 1{,}29$ m; gewählt wird $s = 1{,}20$ m. Die Kämpferstärke wird gemäfs § 6, S. 166 am besten durch Zeichnung bestimmt und hierbei zu 0,87 m aus $c = 0{,}75$ gefunden. Die Rechnung ergibt fast den gleichen Wert:

$$(53)\quad c_0 = c\,\frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{H};$$

$$(54)\quad V = \frac{l}{2}\left[z_0 + \frac{f}{f+m}\left(\frac{m}{3} + \frac{f}{5}\right)\right];$$

$$(34)\quad m = \frac{z_0}{\frac{1}{8} + \frac{z_0}{k}} = \frac{1{,}75}{0{,}125 + \frac{1{,}75}{150}} = 12{,}8;$$

$$V = 20\left[1{,}75 + \frac{4{,}2}{4{,}2 + 12{,}8}\left(\frac{12{,}8}{3} + \frac{4{,}2}{5}\right)\right] = 60{,}4.$$

Mithin wird:

$$c_0 = 0{,}75 \,.\, \frac{\sqrt{118{,}3^2 + 60{,}4^2}}{118{,}3} = 0{,}75 \,.\, 1{,}13 = 0{,}85 \text{ m}.$$

Die gefundenen Mafse können für die Konstruktion und weitere Berechnung des Gewölbes als Unterlagen dienen. Die Berechnung der auftretenden Pressungen wird in § 11 gegeben.

Über die in Brückengewölben mit drei Gelenken infolge eines Wärmeunterschiedes der beiden Brückenstirnen, sowie durch Winddruck auftretenden Nebenspannungen, welche bei der grofsen Sicherheit der Rechnung in der Regel keine Berücksichtigung finden, handelt ein Aufsatz von Mörsch in der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen" 1900, S. 193 u. f.; desgl. ist bezüglich der Ermittelung der nicht erheblichen Zusatzspannungen für das Gewölbe, hervorgerufen durch die Reibungswiderstände in den Gelenken, die M. Leibbrand'sche Abhandlung über die Neckarbrücke bei Neckarhausen in der Zeitschrift für Bauwesen v. J. 1903 zu vergleichen.

Die Berechnung der Gelenke selbst wird in Teil C. und § 21 in Verbindung mit deren Konstruktion behandelt.

§ 11. Die im Gewölbe auftretenden Kantenpressungen. Die Kraft P möge (Abb. 25a) in einem beliebigen Punkt u des auf 1 m Gewölbetiefe genommenen, rechteckigen Gewölbe-Querschnittes und wie dies stets der Fall ist, in einer der Hauptachsen (hier *II II*) wirken. Wird, wie bei Gewölben üblich, die Druckspannung als positiv eingeführt, so ergibt sich für einen beliebigen Punkt mit dem Abstande $= z$ von *I I* und unter Berücksichtigung der Bezeichnungen der Abbildung aus der bekannten Hauptgleichung

$$k = +\left(\frac{P}{F} \pm \frac{M \,.\, z}{J}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 56^a.$$

und unter Einführung der Werte: $M = P \,.\, e$, $F = 1 \,.\, d$, $J = \frac{d^3}{12}$, die Beziehung:

$$k = \left(\frac{P}{d} \pm \frac{P \,.\, e \,.\, z \,.\, 12}{d^3}\right) = \frac{P}{d}\left(1 \pm \frac{12 \,.\, e \,.\, z}{d^2}\right) \quad \ldots \quad 56^b.$$

d. h. die Form der Gleichung einer Geraden; nach einer solchen verteilt sich also die Spannung über den Querschnitt. Die Gerade selbst ist bestimmt durch die Werte für $z = 0$: $k_0 = \frac{P}{d}$, sowie für $z = \pm\frac{d}{2}$, also für die Kanten des Querschnittes:

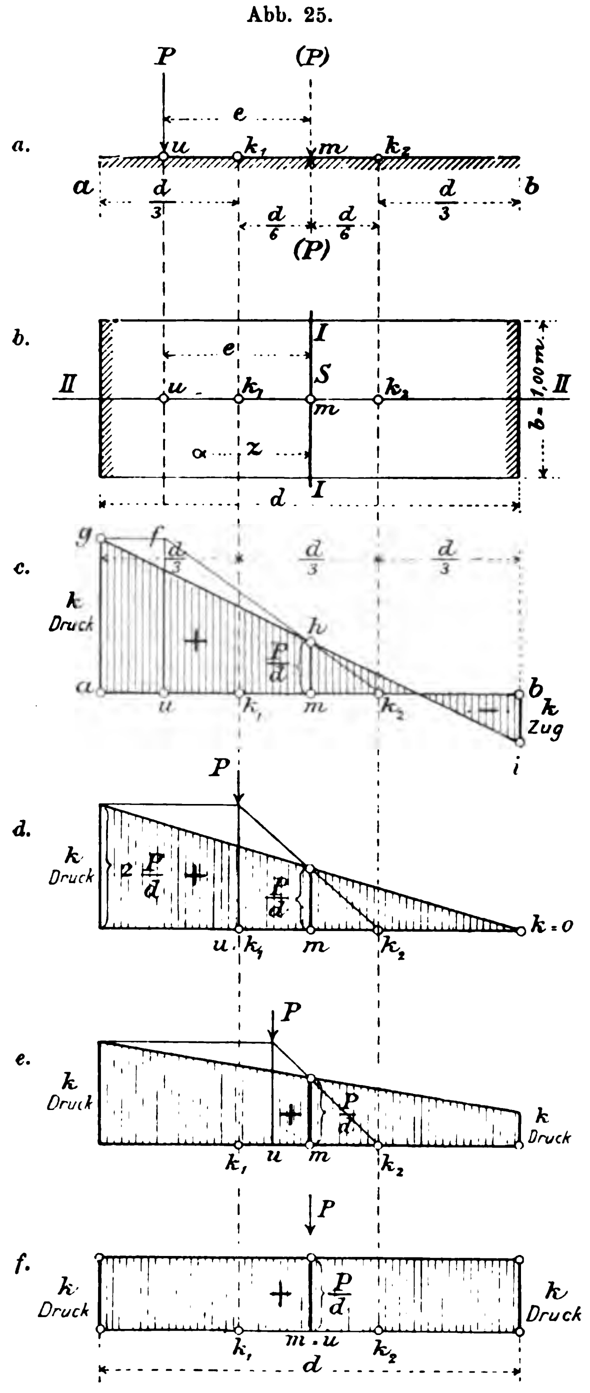
$$k_{\pm\frac{d}{2}} = \frac{P}{d}\left(1 \pm \frac{6 \,.\, e}{d}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 57^a.$$

oder

$$k_{+\frac{d}{2}} = \frac{P}{d}\left(1 + \frac{6 \,.\, e}{d}\right); \quad k_{-\frac{d}{2}} = \frac{P}{d}\left(1 - \frac{6 \,.\, e}{d}\right) \quad \ldots \quad 57^b.$$

Zur Konstruktion der Verteilungsgeraden genügen zwei dieser Werte, der dritte kann als Kontrolle benutzt werden. Für alle Werte von $e > \frac{d}{6}$ d. h. wenn die Kraft aufserhalb des Kerns zu liegen kommt, wird k negativ, d. h. es tritt — bei der hier gewählten Bezeichnungsart — eine Zugspannung auf der dem Kraftangriffe entgegengesetzten Kante ein (Abb. 25 c).

Abb. 25.



Die graphische Konstruktion der Spannungsverteilung auf Grund der vorstehend ermittelten Werte ist aus Abb. 25 c zu ersehen. Hierselbst ist aufgetragen $m\,h = \frac{P}{d}$, alsdann nach Markierung der Kern-(Drittels-)Punkte (k_1 u. k_2) gezogen: $k_2\,h\,f$, $f\,g \parallel a\,b$ und zum Schlusse $g\,h\,i$; letztere Linie stellt die Druckverteilung dar; denn wie eine einfache Rechnung ergibt, ist:

$$g\,a = k_{+\frac{d}{2}} = k_{\text{Druck max}} = \frac{P}{d}\left(1 + \frac{6\,.\,e}{d}\right)$$

und

$$b\,i = k_{-\frac{d}{2}} = k_{\text{Zug max}} = \frac{P}{d}\left(1 - \frac{6\,.\,e}{d}\right).$$

Rückt die Kraft P in den Kernpunkt k_1, so wird $e = \frac{d}{6}$ und (wie auch die Abb. 25 d zeigt)

$$k_{-\frac{d}{2}} = \frac{P}{d}\left(1 - \frac{6\,.\,\frac{d}{6}}{d}\right) = 0,$$

während sich für $k_{+\frac{d}{2}}$ der Wert:

$$k_{+\frac{d}{2}} = 2\,\frac{P}{d} \quad . \quad . \quad 58.$$

ergibt.

Die Spannungsverteilung folgt der Form eines einfachen Dreieckes.

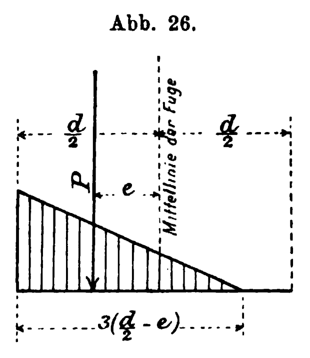
Greift P innerhalb der Kernpunkte an, so geht (Abb. 25 e) das Dreieck in ein Trapez über; letzteres wandelt sich (Abb. 25 f) zum Rechtecke, wenn P durch den Mittelpunkt der Fuge hindurchgeht, also $e = 0$ wird,

$$k = \frac{P}{d} = k_0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 59.$$

Der Wert $\frac{P}{d}$ kann in sämtlichen Formeln durch k_0, die bei gleichmäfsiger Druckverteilung auftretende Normalpressung, ersetzt werden.

Greift P aufserhalb des Kernes an und ist die Fuge mörtellos und demgemäfs nicht imstande, einen Zug aufzunehmen, so liegt ein Fall vor, wie der in Abb. 25d dargestellte; als Fugenlänge ist hier der dreifache Abstand der Kraft von der dieser zunächst liegenden Fugenkante einzuführen (Abb. 26).

Abb. 26.



An der Druckübertragung beteiligt sich hierselbst also nur die Strecke $3\left(\frac{d}{2} - e\right)$, und demgemäfs wird nach (58)

$$k = \frac{2P}{3\left(\frac{d}{2} - e\right)} = \frac{2}{3} \frac{P}{\left(\frac{d}{2} - e\right)} = k_0 \frac{4d}{3d - 6e} \quad . \quad . \quad 60.$$

Die Konstruktion der Abb. 26 ist stets anzuwenden, wenn es sich um die Ermittelung des Fugendruckes auf das Erdreich in der Fundamentsohle des Widerlagers handelt, da die kohäsionslose Erde keine Zugkräfte auszuhalten vermag.

In § 8 sind die lotrechten Verschiebungsweiten $\Delta \eta$ der Stützlinie bei einseitiger Verkehrslast untersucht und ihre Höchstwerte δ' und δ'' ermittelt. Die Ausweichung der Stützlinie in einem Abstande von $\frac{l}{5}$ vom Scheitel in der Fugenrichtung ist $e = \frac{1}{2} \delta' . \cos \alpha$ und nach Formel 45^b $\quad e = \frac{1}{2} . 0{,}02 \frac{pl^2}{H} \cos \alpha.$

Wenn man hiernach e berechnet oder konstruiert, so geben die Formeln 57^a bezw. 60 die gröfsten in dem Gewölbe auftretenden Kantenpressungen an. Wendet man die Formel 57^a an und setzt, weil in dem Abstande $x = \frac{l}{5}$ vom Scheitel der Neigungswinkel α noch klein, also $\cos \alpha \cong 1$ ist,

$$e = \frac{1}{2} \delta' = 0{,}01 \frac{pl^2}{H},$$

so erhält man

$$k = \frac{P}{d}\left(1 \pm \frac{0{,}06\, p\, l^2}{d . H}\right) = k_0 \left(1 \pm \frac{0{,}06\, p\, l^2}{d . H}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 61.$$

und da auch $d \sim c$ und $H = k_0 c$ ist, so kann die Formel annähernd auch geschrieben werden

$$k = \frac{H}{c} \pm 0{,}06\, p \left(\frac{l}{c}\right)^2, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 62.$$

d. h. die gröfsten Kantenpressungen in dem richtig konstruierten Gewölbe sind um den Wert:

$$0{,}06\, p \left(\frac{l}{c}\right)^2$$

gröfser als die Normalpressung.

Da in den Gleichungen 61 und 62 der Wert H in **cbm** Gewölbematerial auszudrücken ist, so erscheint k in der Einheit von **cbm/qm** und bedarf demgemäfs noch der Umrechnung in **t/qm** bezw. **kg/qcm**.

Beispiele: 1. Die gröfsten Pressungen in dem auf S. 170 in Beispiel 2 behandelten Gewölbe berechnen sich nach Gleichung 62 folgendermafsen:

$$k = \frac{54{,}0}{0{,}75} \pm 0{,}06 . 0{,}70 . \left(\frac{30}{0{,}75}\right)^2 = 72 \pm 67 \text{ cbm/qm},$$

$$k_{\text{Druck max}} = 72 + 67 = 139 \text{ cbm/qm}$$

d. h. bei einem spezifischen Gewichte des Gewölbes von $\gamma = 2{,}4$:

$$k_{\text{Druck max}} = 1{,}4 . 139 = 334 \text{ t/qm} = 33{,}4 \text{ kg/qcm}.$$

Ein Zug tritt nicht auf.

2. Die in dem auf S. 188 u. 189 behandelten Dreigelenkgewölbe auftretenden Spannungsgröfstwerte sind zu ermitteln. Es war gefunden: $c = 0{,}75$ m, $c_0 = 0{,}87$ m; $s_{max} = 1{,}20$ m zwischen Scheitel und Kämpfer, $H = 118{,}3$ cbm, $\frac{\delta'}{2} = e = 0{,}15$ m. Mit Hilfe von H sei durch Aufzeichnen eines Kraftecks der Druck in der Fuge s zu 120 cbm bestimmt. Hieraus folgt für Fuge s:

$$k \text{ Druck}_{max} = \frac{120}{1{,}20}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}15}{1{,}20}\right) = 100 \cdot 1{,}75 = 175 \text{ cbm/qm},$$

d. h. bei $\gamma = 2{,}3$:

$$k \text{ Druck}_{max} = 2{,}3 \cdot 175 \text{ t/qm} = 402{,}5 \text{ t/qm} = 40{,}25 \text{ kg/qcm},$$

während als Gröfstwert der Druckspannung 42 kg/qcm zugelassen ist. Für volle Belastung ergibt sich der gröfste Kämpferdruck zu 151 cbm, der gröfste Scheiteldruck zu 135 cbm; mithin wird

$$\text{am Kämpfer: } k = \frac{151}{0{,}89} \text{ cbm/qm} = \text{rd. } 174 \text{ cbm/qm} = 2{,}3 \cdot 174 \text{ t/qm} = 40 \text{ kg/qcm},$$

$$\text{am Scheitel: } k = \frac{135}{0{,}75} \text{ cbm/qm} = \text{rd. } 180 \text{ cbm/qm} = 2{,}3 \cdot 180 \text{ t/qm} = 41{,}4 \text{ kg/qcm}.$$

Ist, wie meist üblich, P in t, hier also für Fuge $s = 120 \cdot 2{,}3 = 276$ t gegeben, so folgt aus Formel 57ᵃ unmittelbar:

$$k = \frac{276}{1{,}20}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 0{,}15}{1{,}20}\right) \text{ t/qm} = 230\,(1 \pm 0{,}75) \text{ t/qm} = 40{,}25 \text{ kg/qcm bezw. } 5{,}75 \text{ kg/qcm}.$$

§ 12. Betonbrücken mit Eiseneinlagen. Durch eine passende Verbindung von Zementbeton mit Eisen ist es gelungen, die Gewölbe auch gegen Zugbeanspruchung widerstandsfähig zu machen. Beton und Eisen haften fest aneinander mit etwa 40 kg/qcm und werden durch die Wärme in nahezu gleicher Weise ausgedehnt (0,000012 für 1° C.); ferner stehen ihre Elastizitätskoeffizienten annähernd in dem gleichen Verhältnisse zu einander wie die üblichen Druckbeanspruchungen. Diese Umstände sind für die Beton-Eisenkonstruktionen günstig, zumal die Betonhülle das Eisen vor dem Rosten schützt. Auch kann nach Versuchen, im besonderen denen Considère's, die Zugfestigkeit des Betons in Beton-Eisenkonstruktionen, wie den hier in Frage stehenden, ohne Bedenken zu etwa 30 kg/qcm, also gleich der meist zugelassenen Druckbeanspruchung gesetzt werden.

Die Verbindung beider Materialien kommt in verschiedener Weise zur Ausführung, indem man sowohl vollständige eiserne Träger oder Bögen in das Betonmauerwerk einfügt (System Wünsch und Melan), als auch Eisengeflechte (Monier-, Hennebique-Gewölbe u. s. w.) einlegt, welche dort, wo Zugkräfte auftreten, in das Betongewölbe nahe der gefährdeten Leibung eingebettet, die Zugspannungen aufzunehmen haben.

Da die umfassendere Besprechung dieser Bauten an anderer Stelle dieses Werkes[32]), gegeben wird, sei nur des Zusammenhanges halber kurz bemerkt, dafs zweckmäfsig konstruierte Gewölbe der vorliegenden Art, insbesondere die Moniergewölbe, als elastische Bögen gleich den anderen Gewölben ohne Kämpfergelenke berechnet werden dürfen, wobei das Gewölbe als aus gleichartigem Material (Beton) bestehend anzusehen ist. Die Eiseneinlage bleibt daher hinsichtlich der Berechnung der Druckbeanspruchungen aufser Ansatz, hat jedoch entweder die gesamten im Querschnitte wirkenden Zugkräfte aufzunehmen oder zum mindesten einen so grofsen Bruchteil dieser zu übertragen, dafs der für den Betonquerschnitt verbleibende Rest keine höhere, als die für zulässig erachtete (geringe) Zugspannung bedingt.

Im ersteren Fall mufs die Eiseneinlage so stark gemacht werden, dafs sie allein der Zugkraft Z gewachsen ist.

---

[32]) Im Abschnitte „Bogenbrücken“. (Fünfte Abteilung in dritter Auflage des Brückenbaues.)

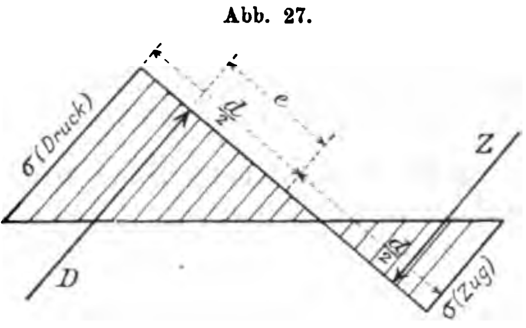
Wendet man zur Berechnung der Kantenpressungen die Formel 57ª an, so ist (s. Abb. 27):

$$\sigma_{Druck} = \frac{P}{d}\left(1 + \frac{6e}{d}\right) = \sigma_0\left(1 + \frac{6e}{d}\right)$$

und sofern überhaupt Zugspannungen auftreten, ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage

$$\sigma_{Zug} = \sigma_0\left(1 - \frac{6e}{d}\right) = -\sigma_0\left(\frac{6e}{d} - 1\right).$$

Abb. 27.



Für die gesamte Zugkraft Z, welche in der so beanspruchten Lagerfuge von der Länge d auftritt, gilt alsdann der Ausdruck

$$Z = \frac{d}{2}\,\frac{\sigma^2_{Zug}}{\sigma_{Druck} - \sigma_{Zug}} \text{ in t}^{33)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 63.$$

vorausgesetzt, dafs die Werte σ selbst in **t/qm** dargestellt werden, und d in **m** ausgedrückt ist; sind hingegen σ in **cbm/qm** gerechnet, so ergibt Z einen Wert in **cbm**.

Hinsichtlich der Ausweichungen e der Stützlinie aus der Gewölbemitte ist auf § 8 zu verweisen.

Beispiel. Es sei für ein Moniergewölbe gegeben $l = 10$ m, $f = 1{,}0$ m, $c = 0{,}15$ m, $e = 0{,}25$ m und $p = 0{,}50$ m, ferner die Kämpferstärke $= 0{,}20$ m und $\gamma = 2{,}0$. Dann ist für die Normalbelastung $z_0 = 0{,}65$ m. Nach Formel 35 erhält man $H = 9{,}9$ cbm, also die bei gleichmäfsiger Druckverteilung auftretende Normalpressung

$$\sigma_0 = \frac{9{,}9}{0{,}15} = 66 \text{ cbm/qm} = 13{,}2 \text{ kg/qcm}.$$

Für die lotrechten, gröfsten Ausweichungen der Stützlinie aus der normalen Lage ergeben sich aus Gleichung 45ᵇ die Werte:

$$\frac{1}{2}\,.\,\delta' = 0{,}01\,.\,\frac{0{,}50\,.\,10{,}0^2}{9{,}9} = 0{,}050 \text{ und } \frac{1}{2}\,.\,\delta'' = 0{,}0125\,.\,\frac{0{,}5\,.\,10{,}0^2}{9{,}9} = 0{,}063 \text{ m}.$$

Setzt man dementsprechend den Abstand e des Druckmittelpunktes von der Fugenmitte für den mittleren Gewölbeteil $= 0{,}050$ m, so erhält man

$$\sigma_{Druck} = 13{,}2\left(1 + \frac{6\,.\,0{,}05}{0{,}15}\right) = 396 \text{ t/qm} = 39{,}6 \text{ kg/qcm}$$

und

$$\sigma_{Zug} = -13{,}2\left(\frac{6\,.\,0{,}05}{0{,}15} - 1\right) = -132 \text{ t/qm} = -13{,}2 \text{ kg/qcm},$$

ferner

$$Z = \frac{d}{2}\,\frac{\sigma^2_{Zug}}{\sigma_{Druck} - \sigma_{Zug}} = \frac{0{,}15}{2}\text{ m}\,\frac{132^2 \text{ t}^2/\text{m}^2}{(396 + 132)\text{ t/m}} = 2{,}48 \text{ t}.$$

Das Gewölbe möge in jeder Leibung ein Drahtgeflecht aus 10 mm dicken Rundeisen (Hauptnetz) und 7 mm dicken Querverbindungen in 85 mm grofsen Maschen enthalten. Alsdann ist auf 1 m Gewölbetiefe zur Aufnahme der Zugkraft Z ein Eisenquerschnitt von $\frac{1{,}0^2\pi}{4}\,.\,\frac{1000}{85} = 0{,}78\,.\,\frac{1000}{85} = 9{,}2$ qcm vorhanden und die Beanspruchung der Eiseneinlage beträgt mithin ungefähr:

$$\frac{2{,}48\,.\,1000}{9{,}2} = 270 \text{ kg/qcm}.$$

Während also die Beanspruchung des Eisens nur gering ist, fällt der Gröfstwert der Kantenpressung des Betons sehr hoch aus, denn dieser beträgt nach obiger Rechnung 36,9 kg/qcm.

Man hat versucht, die Verteilung der Lasten auf den Beton und das Eisen theoretisch festzustellen. Die bezüglichen Untersuchungen können jedoch noch nicht als abgeschlossen angesehen werden. Eine grofse Genauigkeit ist daher bei der Berechnung

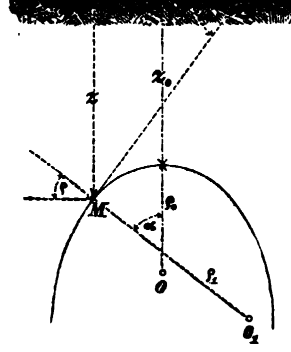
---

[33]) Wird die Formel, wie in der früheren Auflage: $Z = \frac{d}{2}\,\frac{\sigma^2_{Zug}}{\sigma_{Druck} + \sigma_{Zug}}$ geschrieben, so mufs vorausgesetzt werden, dafs σ_{Druck} oder σ_{Zug} unabhängig vom Vorzeichen und mit ihren absoluten Werten eingeführt werden dürfen.

der Betonbrücken mit Eiseneinlagen noch nicht zu erreichen; die Berechnungsgrundlagen werden vielmehr wegen der Unsicherheit der Elastizitätskoeffizienten des Betons, sowie wegen der bleibenden Dehnungen und Stauchungen desselben (vergl. § 3) erst noch durch zahlreiche Versuche vervollkommnet werden müssen.

§ 13. Gewölbe unter hohen Dämmen. Die Überschüttungserde belastet ihre Unterlage, nämlich den Rücken des Gewölbes oder seine Übermauerung, nicht blofs in lotrechtem Sinne, wie bisher angenommen wurde, sondern auch durch eine wagerechte Seitenkraft, den Erddruck. Diese auf einen Gewölbestreifen mit den Überschüttungshöhen y und $(y + \Delta y)$ entfallende Seitenkraft ist durch Formel 13 gegeben, nämlich

Abb. 28.



$$\Delta E = \gamma \frac{y}{4} \cdot \Delta y \text{ in t für 1 m Tiefe,}$$

worin γ das Gewicht eines cbm Erde in t darstellt. In dem Kräfteplane sind diese Horizontalkräfte ΔE_1, ΔE_2 .... mit den Gewichten der einzelnen Streifen der Belastungsfläche zusammenzusetzen, worauf sich die Stützlinie nach den früheren Regeln konstruieren läfst. Bei den tunnelartigen Gewölben fällt die Hintermauerung gewöhnlich fort und die Überschüttungshöhe y kann annähernd der Belastungshöhe z gleichgesetzt werden, was die analytische Behandlung der Stützlinie erleichtert. Gewöhnlich wird dabei noch die innere Bogenlinie als Stützlinie angenommen, was allerdings nicht richtig, aber immerhin als Näherungsverfahren zulässig erscheint. Die bezüglichen Untersuchungen von Schwedler[34]) ergeben für den Krümmungshalbmesser ρ die Formel

$$\rho = z_0 \cdot \frac{a}{\cos^3\alpha \sqrt{\left(1 + \frac{tang^2\alpha}{4}\right)^3 \left[1 + \frac{8a\sqrt{1 + \frac{tang^2\alpha}{4}} - 1}{\sqrt{1 + \frac{tang^2\alpha}{4}}}\right]}} \quad \ldots \; 64.$$

Hierin ist — vergl. Abb. 28 — $a = \frac{\rho_0}{z_0}$. Für verschiedene Werte von α und a erhält man die nachstehende Zusammenstellung der Krümmungshalbmesser ρ.

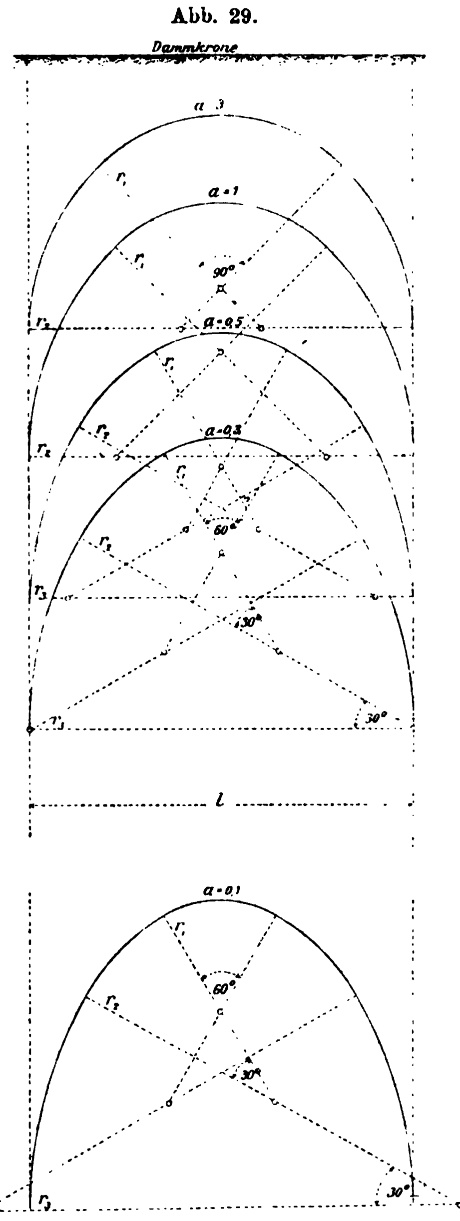
α	$a = 3$	$a = 1$	$a = 0{,}5$	$a = 0{,}3$	$a = 0{,}1$
10°	2,99	1,02	0,51	0,31	0,103
20°	2,90	1,07	0,55	0,34	0,113
30°	2,94	1,19	0,64	0,39	0,134
40°	3,04	1,34	0,75	0,47	0,168
50°	3,40	1,62	0,95	0,61	0,225
60°	4,00	2,00	1,25	0,83	0,317
90°	4,80	2,70	1,80	1,30	0,600

Aus Abb. 29 ist die Form solcher Stützlinien ersichtlich. Alle 5 Bogenlinien haben die gleiche Dammkrone und Spannweite und sind unter Anpassung an die eigentliche Stützlinie als Korbbögen mit 3 bezw. 5 Mittelpunkten konstruiert. Für die Konstruktion sind die Halbmesser r und Neigungswinkel α aus nachstehender Zusammenstellung zu entnehmen.

[34]) Schwedler, Theorie der Stützlinie. Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 124.

a	r_1	α_1	r_2	α_2	r_3	α_3	z_0
3	0,455 . l	45°	0,607 . l	90°	—	—	0,152 . l
1	0,387 . l	45°	0,774 . l	90°	—	—	0,387 . l
0,5	0,361 . l	30°	0,542 . l	60°	0,903 . l	90°	0,722 . l
0,3	0,300 . l	30°	0,600 . l	60°	1,000 . l	90°	1,000 . l
0,1	0,283 . l	30°	0,566 . l	60°	1,132 . l	90°	2,800 . l

Abb. 29.



§ 14. Die Berechnung der Endwiderlager. Die Endpfeiler einer gewölbten Brücke haben dem Horizontalschube des Gewölbes und dem Erddrucke der Hinterfüllung zu widerstehen. Da diese beiden angreifenden Kräfte in entgegengesetzter Richtung wirken, heben sie sich teilweise auf. Demgemäfs mufs aufser der Standsicherheit des fertigen Bauwerkes auch diejenige des noch nicht hinterfüllten Widerlagers untersucht werden, da dieser letztere Belastungsfall möglicherweise ungünstiger ist.

Die Sicherheit gegen Umkippen ist vorzugsweise bei hohen Endpfeilern zu untersuchen. Hier gilt als Regel, die letzteren so stark zu machen, dafs sie sowohl dem Schube des unbelasteten Gewölbes unter Vernachlässigung des Erddruckes als dem letzteren ohne Gegenwirkung des Gewölbeschubes Stand zu halten vermögen. Die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen bietet keine besonderen Schwierigkeiten; aus der Zeichnung wird man in jedem Falle die am meisten gefährdeten Stellen, auf welche die Untersuchung vorzugsweise zu richten ist (z. B. Fundamentabsätze), leicht erkennen.

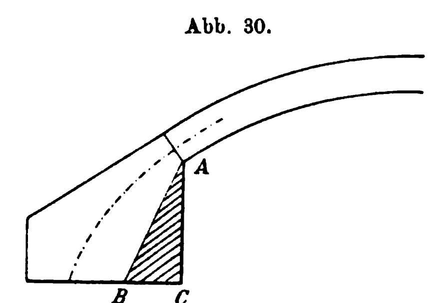
Auf die Sicherheit gegen Gleiten mufs besonders bei flachgespannten Gewölben geachtet werden. Sie macht häufig die Herstellung der Widerlager mit geneigten Lagerfugen erforderlich, da die Druckrichtung höchstens um den Reibungswinkel ($\alpha = 22°$ oder $tang\ \alpha = 0{,}40$) von der Normalen zur Lagerfuge abweichen darf. Demnach sind diese sogenannten verlorenen Widerlager in gewissem Sinne als unmittelbare Fortsetzungen des Gewölbes zu betrachten. Wie bereits auf S. 175 hervorgehoben, ist es zweckmäfsig, ihre Form so zu wählen, dafs die für den Normalfall $\left(\frac{p}{2}\right)$ gezeichnete Stützlinie auch mit der Mittellinie des verlorenen Widerlagers zusammenfällt; das Widerlager ist hierbei also genau wie das Gewölbe zu behandeln.

Allgemeine Regeln für die Anordnung und Stärke der Widerlager lassen sich nicht aufstellen. Die Widerlager werden am besten im Zusammenhange mit dem Gewölbe kon-

struiert und berechnet, wobei das zeichnerische Verfahren der Zusammensetzung und Zerlegung von Kräften am bequemsten ist. Da die Widerlager gewölbter Brücken niemals sehr kühn konstruiert und besonders nicht sehr stark in der Grundfläche beansprucht werden sollten, so wird sich ihre Standsicherheit in der Regel ziemlich einfach nachweisen lassen. Deshalb erscheint es auch nicht angemessen, der Festigkeitsberechnung des Widerlagers einen möglichst kleinen Horizontalschub des Gewölbes zugrunde zu legen, wobei die Stützlinie am Scheitel durch den oberen und am Kämpfer durch den unteren Kernpunkt geht. Man lasse vielmehr für diese Untersuchung die Stützlinie tunlichst durch die Mittelpunkte der Scheitel- und Kämpferfuge hindurchgehen.

Um die Stützlinie vom Kämpfer bis zur Grundfläche des Widerlagers fortzuführen, zerlegt man das letztere in ähnlicher Weise wie das Gewölbe in einzelne Streifen und ermittelt deren Gewichte und Schwerpunktslagen, worauf der Kräfteplan und die Stützlinie in üblicher Weise zu konstruieren sind. Bei der Zerlegung des Widerlagers ist zu beachten, dafs etwaige tote Teile, d. i. solche unterhalb der Stützlinie gelegenen Mauerwerkskörper, auf welche sich der Gewölbedruck nicht überträgt, ausgeschieden werden müssen. Denn da sie gewissermafsen am Widerlager nur hängen, auf die Zugfestigkeit des Mauerwerkes aber nicht mit Sicherheit zu rechnen ist, so kann der Zusammenhang mit dem Kern des Widerlagers leicht verloren gehen und jene Teile bleiben dann ganz ohne Einflufs auf den Verlauf der Stützlinie. Beispielsweise ist in Abb. 30 etwa das Stück *ABC* hinsichtlich der Beanspruchung des Widerlagers durch den Gewölbeschub als wirkungslos anzusehen; für den Widerstand gegen den Erddruck kommt es dagegen zur Geltung.

Abb. 30.



Zweckmäfsig wird man die untere Begrenzungslinie des Fundamentes so führen, dafs sie annähernd senkrecht zur Mittelkraft der bei den verschiedenen Belastungen auftretenden Fugendrücke steht.

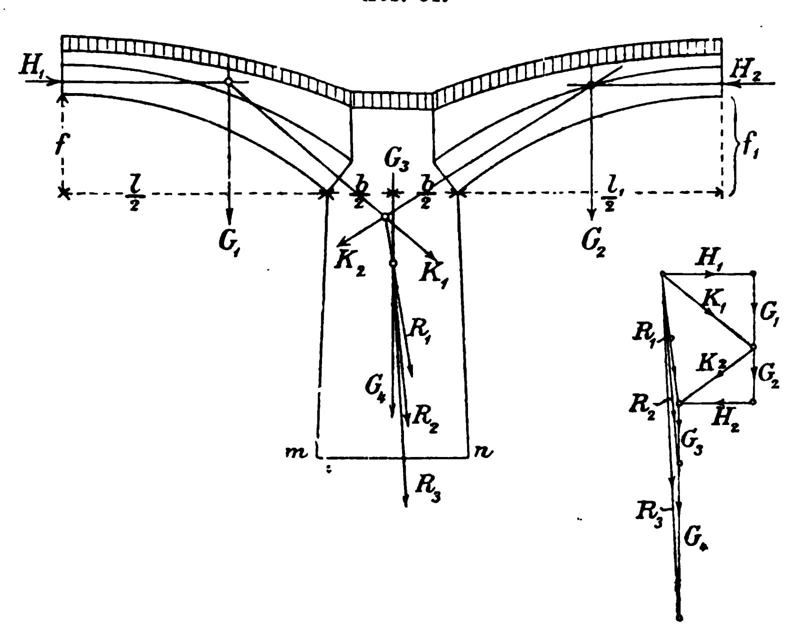
§ 15. Die Berechnung der Zwischenpfeiler. Die Zwischenpfeiler haben aufser ihrem Eigengewichte die Last der beiderseits anschliefsenden Gewölbehälften zu tragen und ihren Schub aufzunehmen, so dafs sie häufig stark beansprucht werden. Aufser der Sicherheit gegen Kippen mufs deshalb auch die Beanspruchung des Mauerwerkes und des Baugrundes sorgfältig untersucht werden; hierbei kann es als Regel gelten, dafs die Mittelkraft des Druckes bei den Zwischenpfeilern (ebenso wie in den Gewölben) innerhalb des mittleren Drittels bleiben soll, dafs also das Auftreten von Zugkräften in den Fugen vermieden wird. Zweckmäfsig werden die Mittelpfeiler auf zeichnerischem Wege und unter zwei verschiedenen Belastungsfällen und Zuständen untersucht und zwar erstens im Zustande der Ruhe und unter vollkommener gröfster Belastung des Pfeilers selbst sowie der beiden anschliefsenden Gewölbe, und zweitens im Zustande einer gedachten Kippbewegung und einseitiger Beanspruchung des Pfeilers.

Im ersten Falle (Abb. 31) empfiehlt es sich, ähnlich wie bei den Endwiderlagern, nicht mit den kleinsten Horizontalschüben zu rechnen, sondern die Stützlinien für die über beide Gewölbe sich in deren ganzer Länge erstreckende Vollbelastung durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen zu führen.

Die sich ergebenden Kämpferdrücke K_1 und K_2 werden alsdann zur Mittelkraft R_1 vereinigt und diese mit den Pfeilergewichten (in Abb. 31, G_3 und G_4) zur Schlufs-

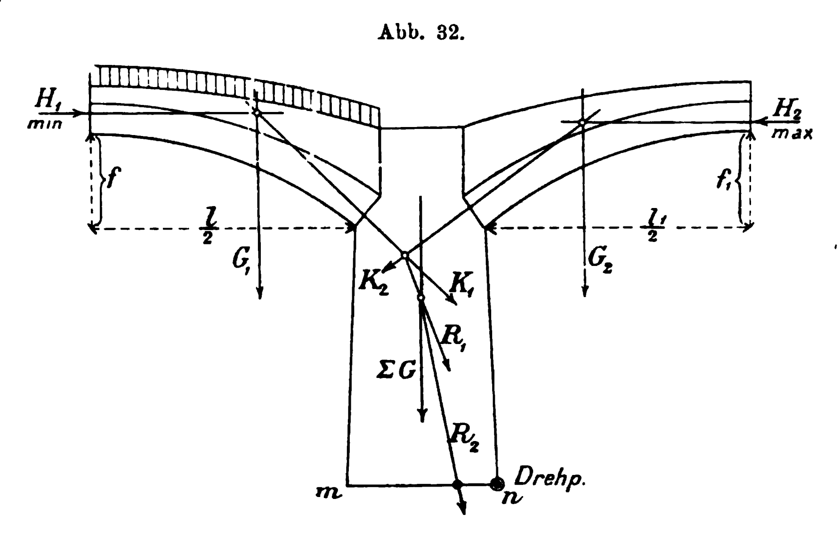


Abb. 31.



resultanten R_3 zusammengesetzt. Letztere bestimmt die Gröfse des Druckes in der Mauerfuge mn, sowie auf dem Boden.

Abb. 32.



Wird — zweitens — die Möglichkeit eines Kippens des Pfeilers untersucht, so ist, falls die anschliefsenden Gewölbe verschiedene Stützweite aufweisen, stets das gröfsere dieser, sonst nur eines von beiden in seiner ganzen Länge mit der gröfsten Belastung zu beanspruchen, während sowohl der Pfeiler selbst als auch das zweite Gewölbe nur Eigenlasten zeigen dürfen. Wird (Abb. 32) eine Kippbewegung um die dem belasteten Gewölbe abgewandte Pfeilerkante n angenommen, so wird das belastete Gewölbe gegen den Pfeiler, dieser gegen das unbelastete Gewölbe drücken; es wird sich mithin in ersterem eine aktive, also Minimalstützlinie, in letzterem eine passive, also Maximalstützlinie, ausbilden. Die hierdurch bedingten Kämpferdrücke K_1 und K_2 werden zur Resultanten R_1 zusammengesetzt und diese mit dem Pfeilergewichte ΣG zur Schlufs-Mittelkraft R_2 vereinigt. Auch hier ist die

oben gestellte Forderung innezuhalten, dafs R_1 im mittleren Pfeilerdrittel verbleibe. (In Abb. 32 wäre also der Pfeiler zu ändern.) Notwendige Verstärkungen können bei verschiedenen weit gespannten Gewölben einseitig, bei gleich grofser Stützweite dieser jedoch nur symmetrisch erfolgen, da hier die Kippgefahr für den Pfeiler nach beiden Seiten die gleiche ist.

Da es sich sowohl beim ersten als auch beim zweiten Belastungszustande für die Gewölbe um symmetrische, auf deren ganze Längen sich gleichmäfsig erstreckende Belastungen handelt, so wird man bei vollkommen symmetrisch geformten und belasteten Gewölben die in Frage kommenden Stützlinien nicht in ihrem ganzen Verlaufe zu zeichnen brauchen. Es wird vielmehr genügen, die Gröfse und Richtung der den Zwischenpfeiler beanspruchenden Kämpferdrücke aus den entsprechenden Werten G und den festgelegten (wagerechten) H-Richtungen unmittelbar zeichnerisch abzuleiten. Sind die Gewölbe hingegen nicht vollkommen symmetrisch, so müssen die Kämpferdrücke nach Abb. 15 (S. 172) bestimmt werden.

In gleicher Weise sind auch die Pfeiler der kleinen Aussparungsviadukte zu berechnen, welche — im besonderen bei den neueren weitgespannten Strom- und Talbrücken — zur Entlastung der Hauptgewölbe Anwendung finden.

Hohe Zwischenpfeiler werden noch durch den Winddruck nicht unerheblich beansprucht. Der letztere ist, wie auf S. 143 bereits bemerkt, mit 250 **kg** für je 1 **qm** der Angriffsfläche des Bauwerkes und des Verkehrsbandes in Rechnung zu stellen. Nach dem Verlaufe der Mittelkraft aus Eigengewicht, Verkehr und Winddruck richtet sich der Anlauf, welcher den Pfeilern in ihrer Längsrichtung (senkrecht zur Brückenachse) zu geben ist. Hierbei ist ebenfalls die Forderung zu stellen, dafs die Mittelkraft im mittleren Pfeilerdrittel verbleibe.

C. Die Brückenbauwerke.

§ 16. Platten- und gewölbte Durchlässe. a) Plattendurchlässe. Die in Eisenbahnen oder Strafsen vorkommenden Plattendurchlässe (Abb. 33 u. 34) besitzen etwa 0,25 bis 1 **m** Weite und 0,25 bis 1 **m** Höhe im Lichten, Wangenmauern mit meist rechteckigem Querschnitte von 0,5 bis 0,6 **m** Dicke, und gemauerte oder Betonfundamente von verschiedener, der jeweiligen Lage des festen Baugrundes entsprechenden Tiefe; letztere sind — bei geringer lichter Weite oder minder tragfähigem Baugrunde — vereinigt, andernfalls getrennt. Die Deckplatten aus natürlichem Steine, 15 bis 30 **cm** stark, oder aus Betoneisenkonstruktion gebildet, erhalten eine in dem Verhältnisse von 1 : 3 geneigte Hintermauerung mit einem 2 bis 3 **cm** starken Zementüberzuge und eine mindestens 0,5 **m** hohe Überschüttung. Die äufsere Umhüllung der Deckplatten und Wangenmauern mit einem etwa 10 **cm** dicken Tonschlag (Abb. 33*a*) hat sich wegen der darin zurückgehaltenen Feuchtigkeit für das Mauerwerk nicht als zweckmäfsig erwiesen. Wo lichte Weiten erforderlich sind, welche die Länge der verfügbaren Deckplatten oder die üblichen Ausführungsmafse überschreiten, werden die Platten entweder durch Kragsteine mit 10 bis 15 **cm** Ausladung unterstützt oder es werden, wenn auch diese nicht ausreichen, gekuppelte Durchlässe mit zwei oder mehreren Öffnungen angewandt, deren Deckplatten, wenn nötig, ebenfalls noch durch Kragsteine unterstützt werden (Abb. 33*f* u. *g*). Die Sohle erhält eine 12 bis 20 **cm** starke Pflasterung, welche bei zusammenhängendem Fundament unmittelbar auf diesem ruht. Wenn die Wangenmauern getrennte Fundamente haben, werden dieselben an dem Ein- und Auslauf des Durchlasses, bei gröfserer Länge auch zwischen beiden, durch 0,5 bis 0,6 **m** starke und ebenso hohe Herdmauern verbunden; zur Verhütung einer Verschiebung des ganzen Bauwerkes werden auf stark geneigtem oder schlüpfrigem Gelände

Abb. 33. *Plattendurchlässe preufsischer Bahnen.*

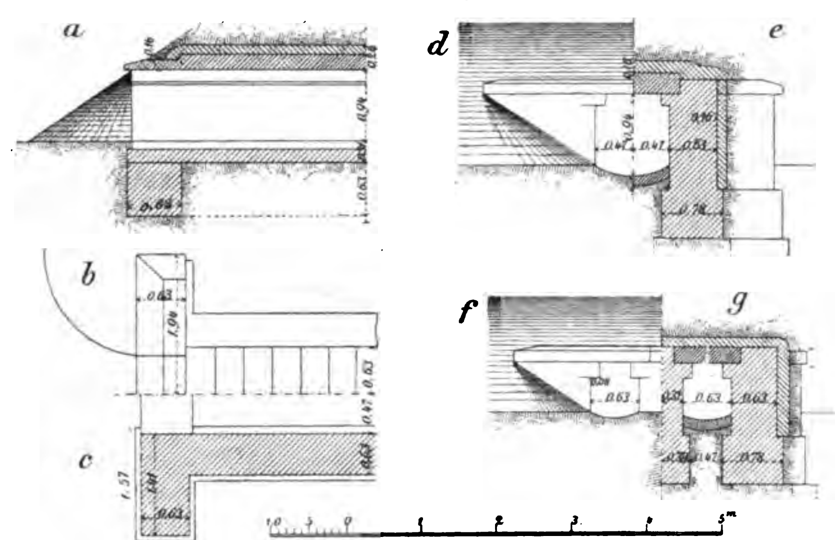
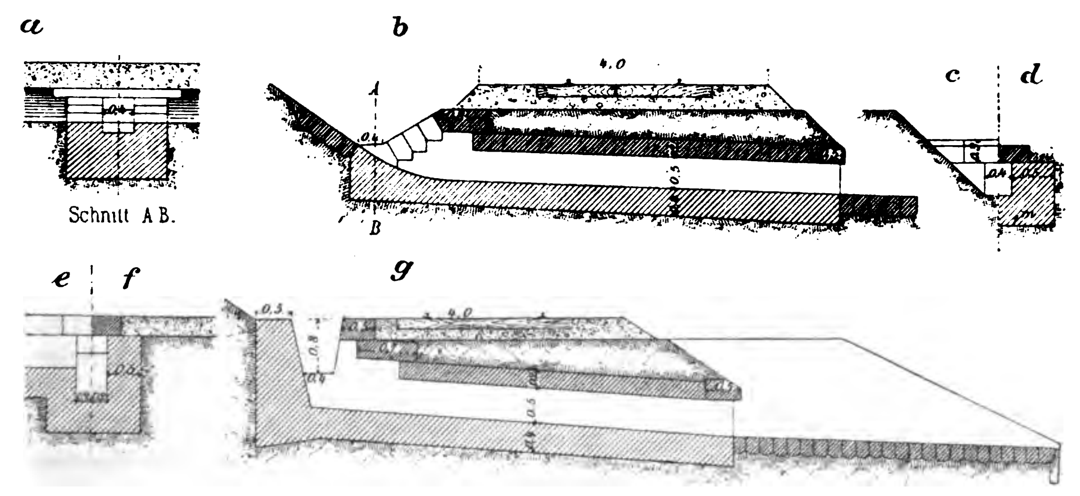


Abb. 34. *Plattendurchlässe der österreichischen Nordwestbahn.* M. 1 : 100.

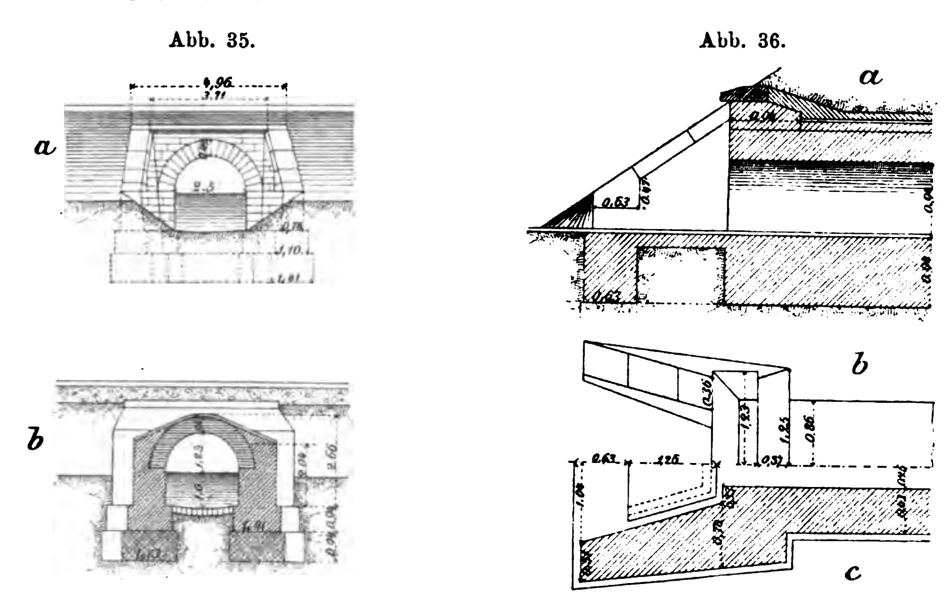


die Fundamente mit starken, gemauerten, in das Erdreich eingreifenden Verzahnungen versehen.

Die Häupter der Plattendurchlässe werden zum Teil mit Winkelflügeln, welche entweder genau oder annähernd in der Fortsetzung der Wangenmauern liegen, häufiger aber mit solchen Flügeln ausgeführt, welche zur Böschungskante des Dammkörpers parallel laufen, also bei geraden Durchlässen rechte Winkel, bei schiefen Durchlässen teils spitze, teils stumpfe Winkel mit den Wangenmauern einschliefsen. Die Winkelflügel werden auf ihrer geböschten Seite mit 10 bis 20 cm starken, soweit erreichbar rechtwinkeligen Böschungsplatten oder Böschungsstücken abgedeckt, die sich unten auf die Fundamente oder auf besondere Böschungsanfänger stützen und oben an wagerechte Gesimsplatten anschliefsen; letztere setzen sich zu beiden Seiten über die Öffnung hinaus fort und sind oben zur Befestigung der Dammböschung mit hakenförmigen Ansätzen, den sogenannten Erdhaken, versehen. Diese Erdhaken werden entweder an die Gesims-

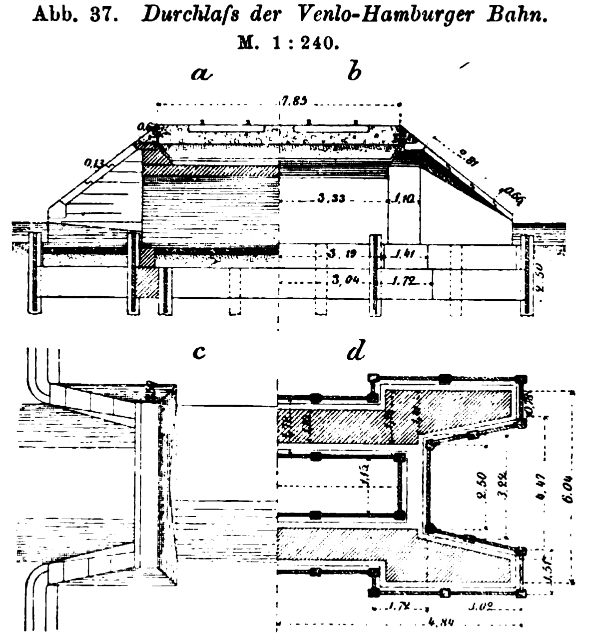
platten angearbeitet oder — um den in diesem Falle entstehenden Materialverlust zu vermeiden — mit dreieckigem Querschnitte gesondert hergestellt; die Parallelflügel werden mit wagerechten Platten abgedeckt und diese oben meist mit Erdhaken, unten mit Wassernase versehen.

Abb. 35. Abb. 36.



b) Überwölbte Durchlässe (Abb. 35 bis 41). Die überwölbten Durchlässe sind meist zur Unterführung kleiner Wasserläufe bestimmt und haben Lichtweiten bis zu 2 oder 3 **m**. Bei gröfserer Weite der Bauwerke ist ihre Benennung als Brücken gebräuchlich. Die Widerlager erhalten meist rechteckigen Querschnitt von 0,5 bis 1 **m** Stärke mit gemauerten oder Betonfundamenten. Die Halbkreisgewölbe erhalten eine Hintermauerung, deren Oberfläche einen Sattel mit $^1/_4$ bis $^1/_3$ Neigung bildet (Abb. 35), ähnlich die Segmentbogengewölbe mit Pfeilverhältnissen von $^1/_3$ bis $^1/_6$; flachere Gewölbe werden hingegen nur wenig übermauert, meist nur so weit, dafs die Gewölbeabdeckung ein zweckmäfsiges und möglichst gleichmäfsiges Gefälle vom Scheitel nach den Widerlagern zu erhält (Abb. 38).

Abb. 37. *Durchlafs der Venlo-Hamburger Bahn.* M. 1 : 240.



Die Gewölbe werden zum Schutze gegen das Sickerwasser entweder mit einer 2,5 bis 3 **cm** starken Zementschicht oder mit einer in Zement gelegten, oben glatt verputzten Ziegelflachschicht abgedeckt und in beiden Fällen, zur Herstellung einer dauerhaften Dichtung, noch mit einer $^3/_4$ bis 1 **cm** starken Asphaltschicht oder mit Asphaltfilzplatten überzogen. Auch hier hat sich die äufsere Umhüllung des Gewölbes und des Widerlagerrückens mit

einem 10 bis 15 cm starken, die Nässe zurückhaltenden Tonschlage (Abb. 36) für das Mauerwerk nicht bewährt, vielmehr nicht selten eine Durchfeuchtung des Gewölbes selbst veranlafst und die Wasserableitung hinter die Widerlager erschwert.

Die im Querschnitte etwas gekrümmt anzulegende Sohle wird abgepflastert. Bei getrennten Fundamenten werden die Widerlager durch 0,50 bis 0,75 m breite und hohe Herdmauern, welche zugleich Fundament und Sohle vor Unterspülung schützen, verbunden. Den gleichen Zweck erfüllen auch gleichstarke Erdbögen, zwischen welche die Sohlenpflasterung eingeschaltet wird. An die Fundamente stark geneigter gewölbter Gebirgsdurchlässe werden unten hakenförmige Ansätze gemauert, welche in den Baugrund eingreifen und dadurch das Bauwerk vor Rutschungen sichern. Bei Neigungen des Geländes von über 10 %, besonders wenn dasselbe, wie feuchter Tonboden, von schlüpfriger Beschaffenheit ist, gibt man der Sohle wohl auch eine treppenförmige Gestalt, welche zugleich die Geschwindigkeit des durchzuführenden Wassers mäfsigen und Unterspülungen verhüten oder wenigstens erschweren soll. Die Sohle erfordert alsdann an den Absätzen, besonders wenn diese höher sind, eine besondere Befestigung, um von dem senkrecht niederfallenden Wasser nicht ausgewaschen zu werden; eine gleichmäfsig geneigte Sohle kann hingegen gleich stark durchgeführt werden. Im allgemeinen verdienen Durchlässe mit einheitlichem Gefälle vor solchen mit treppenförmiger Sohle den Vorzug. Dies gilt besonders dort, wo Erdbewegungen zu befürchten sind.

An den Häuptern der Durchlässe werden Stirnmauern aufgeführt, an welche sich entweder Parallelflügel (Abb. 38) mit bepflanzten oder gepflasterten Böschungskegeln anschliefsen, oder Winkelflügel (Abb. 35, 36 u. 37). Die Parallel- und Winkelflügel werden bei geringen Höhen senkrecht, bei gröfseren Höhen mit $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ Anlauf angelegt. Bei unzuverlässigem Baugrunde werden die Köpfe der Flügelfundamente mitunter durch Herdmauern oder Erdbögen verbunden. Eine trichterartige Erweiterung des Einlaufes ist durch stufenförmig übereinander gespannte Gewölberinge zu erzielen. Bei tiefliegenden Sohlen kann der Einlauf des Wassers von der Bergseite her auch durch Fallkessel (Taf. V, Abb. 24 bis 28) bewirkt werden, welche man zweckmäfsig mit Fanggruben für die mitgeführten Gerölle- und Erdmassen versieht.

Abb. 38.

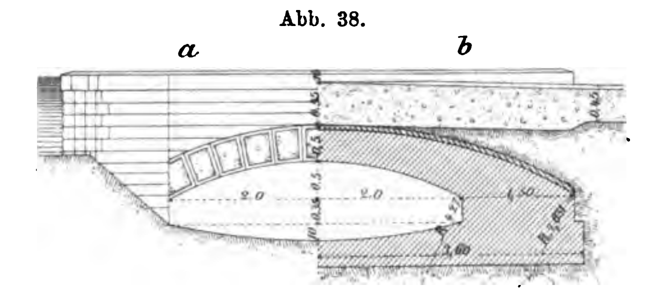
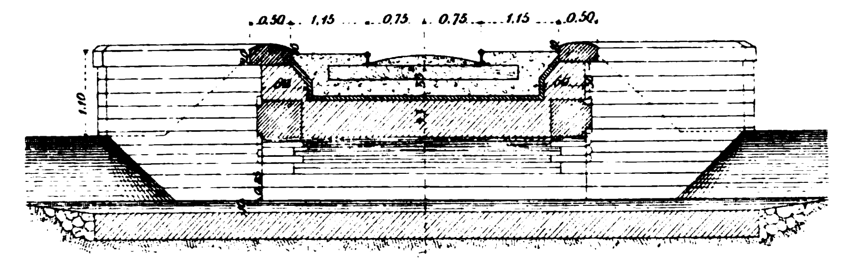


Abb. 39. *Querschnitt durch Abb. 38.*



Für gegebene Gewölbeformen und Belastungen lassen sich die Gewölbestärken nach den unter B. mitgeteilten Angaben theoretisch finden. Anwendbar sind aber auch gerade hier die in § 6 gegebenen praktischen Regeln, beispielsweise die daselbst (auf S. 167) unter b) mitgeteilten Heinzerling'schen Formeln.

Da Durchlässe und kleine Brücken bei Strafsen- und Eisenbahnbauten in grofser Zahl vorkommen, so werden sie häufig nach Normalentwürfen und unter Zugrundelegung von bestimmten Vorschriften für die Abmessungen konstruiert, was zur Erleichterung des Entwerfens und der Prüfung bequem sein kann. Die folgenden Zusammenstellungen enthalten Normalien solcher Art, die bei dem Bau von Eisenbahnen in den österreichischen Alpenländern benutzt worden sind. Wahrscheinlich war man auf minderwertiges Stein- und Mörtelmaterial angewiesen, denn die angegebenen Stärken der Gewölbe und Widerlager sind teilweise sehr reichlich bemessen. Man möge daher diese und ähnliche Normalien nicht kritiklos anwenden; vielmehr ist es notwendig, dafs bei jeder grofsen Bauausführung besondere Muster und Vorschriften für die häufig vorkommenden Bauwerke bearbeitet werden.

Durchlässe und Brücken mit Halbkreisgewölben unter Dämmen von 1—10 m Höhe.

Lichte Weite	Normale Stärke bei						Zunahme für jede 30 cm Vermehrung der Dammhöhe über 3 m		
	3 m Dammhöhe			der gröfsten Dammhöhe					
	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager am Kämpfer	Schlufsstein	Kämpfer	Widerlager am Kämpfer
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1	0,44	0,55	0,75	0,68	0,80	1,10	0,0073	0,0082	0,0154
2	0,50	0,66	0,88	0,76	0,95	1,38	0,0079	0,0088	0,0104
3	0,54	0,73	0,98	0,85	1,11	1,52	0,0092	0,0111	0,0148
4	0,57	0,80	1,11	0,95	1,27	1,71	0,0101	0,0129	0,0161
5	0,66	0,89	1,34	1,06	1,36	1,90	0,0101	0,0117	0,0139
6	0,75	0,99	1,53	1,19	1,52	2,11	0,0082	0,0095	0,0110
7	0,83	1,10	1,70	1,29	1,62	2,24	0,0072	0,0082	0,0114
8	0,96	1,22	1,90	1,42	1,80	2,46	0,0088	0,0095	0,0082
9	0,99	1,30	2,08	1,52	1,89	2,59	0,0095	0,0095	0,0081
10	1,00	1,37	2,25	1,61	1,98	2,71	0,0098	0,0100	0,0080

Durchlässe und Brücken mit Stichbogengewölben von 1—12 m Lichtweite.

Lichte Weite l	Pfeilhöhe $f = \frac{l}{4}$	Radius $r = \frac{5}{8} l$	Gewölbestärke am Schlufsstein d	Gewölbestärke am Kämpfer d'	Widerlagsstärke am Kämpfer w
m	m	m	m	m	m
1	0,25	0,625	0,44	0,56	1,10
2	0,50	1,250	0,53	0,73	1,67
3	0,75	1,875	0,60	0,84	1,50
4	1,00	2,500	0,66	0,92	2,05
5	1,25	3,125	0,72	0,97	2,68
6	1,50	3,750	0,79	1,04	3,00
7	1,75	4,375	0,84	1,10	3,32
8	2,00	5,000	0,90	1,16	3,63
9	2,25	5,625	0,98	1,22	3,95
10	2,50	6,250	1,03	1,29	4,26
11	2,75	6,875	1,07	1,35	4,58
12	3,00	7,500	1,13	1,42	4,90

Eine brauchbare Formel für die Widerlagsstärke ist

$$w = 0{,}30 + \frac{l}{8}\left(\frac{3l - f}{l + f}\right) + 0{,}17\, h \text{ in m} \quad \ldots\ldots \quad 65^a.$$

und für Halbkreisgewölbe, für welche $f = \frac{1}{2}\, l$ ist,

$$w \quad \text{rd. } (0{,}30 + 0{,}2\, l + 0{,}17 \,.\, h), \quad \ldots\ldots \quad 65^b.$$

darin ist h die Höhe der Widerlager vom Fundamente bis zum Kämpfer.

Durchlässe unter hohen Dämmen erfordern aber nicht nur die hinreichenden Stärken, sondern auch einen besonders guten Verband, damit sie bei den in frisch geschütteten Dämmen eintretenden Bewegungen weder zerdrückt, noch verschoben werden können. Um gleichzeitig eine Entlastung zu bewirken und eine seitliche Verschiebung zu verhindern, legt man die Durchlässe möglichst tief in dem gewachsenen Grunde an und stampft den überschütteten Boden in dünnen wagerechten Lagen mit nicht zu schweren Handrammen fest. Da hohe Dämme einen, auf die Horizontalebene sich nahezu gleichförmig verteilenden Druck ausüben, wodurch die Stützlinien der Gewölbe annähernd die Form einer Parabel mit lotrechter Achse annehmen (vergl. § 13), so lassen sich Durchlässe unter hohen Dämmen mit geringem Materialaufwand ausführen, wenn sie parabolische Gewölbe erhalten, die sich unmittelbar auf die Fundamente stützen (Abb. 40). Auch sichert diese Form die Durchlässe gut gegen seitliche Verschiebung, da sich diese parabolischen Gewölbe den inneren Kräften besser anschliefsen als Kreis- oder Segmentbogengewölbe mit besonderen Widerlagern. Bei dem erheblichen Drucke, den solche Durchlässe erleiden, sind dieselben ihrer ganzen Länge nach besonders sorgfältig zu gründen, damit nicht stellenweise Einsenkungen und Risse eintreten können, welche den Verband des Mauerwerks schwächen oder aufheben.

Abb. 40. *Durchlafs der Altenbeeken-Holzmindener Bahn.*

c) Umwölbte Durchlässe. Unter solchen Überschüttungen, die bei andauerndem Regen oder bei Eintritt des Tauwetters Bewegungen ausgesetzt sind, werden die Durchlässe zweckmäfsig ganz umwölbt, wobei sie geringere lichte Weiten und Höhen von 0,5 bis 2 m und kreisförmige, tunnelprofilartige oder eiförmige Querschnittsöffnungen erhalten. Den Scheitel- und Sohlgewölben gibt man eine Stärke von 0,20 bis 0,50 m; sie werden entweder noch senkrecht hinter- und wagerecht untermauert oder behalten die Form der inneren Wölblinie auch im äufseren wesentlich bei. Unter der Dammkrone, woselbst der Erddruck am gröfsten ist, werden die Scheitelgewölbe allein oder sowohl Scheitel- als auch Sohlgewölbe entsprechend verstärkt, im übrigen wie angegeben angeordnet.

Umwölbte Durchlässe mit kreisförmigem oder eiförmigem Querschnitte sind (Abb. 41) in England vielfach ausgeführt und an den Häuptern durch Stirnmauern in Verbindung mit gebrochenen, unten durch Sohlgewölbe verbundenen Winkelflügeln abgeschlossen.

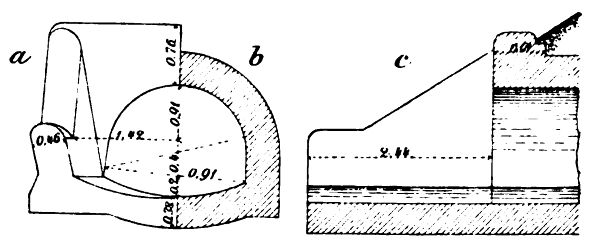


Abb. 41. *Englischer Bahndurchlafs.*

Neuerdings kommen an Stelle gemauerter Durchlässe häufig solche aus gufseisernen, tönernen Röhren oder solchen aus Beton zur Anwendung. Dieselben gehören nicht in das Kapitel über steinerne Brücken; es möge jedoch auch an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben, dafs bei der Herstellung der Rohrdurchlässe eine besonders sorgfältige Über-

wachung hinsichtlich Einhaltung der Sohlenhöhe dringend zu empfehlen ist. Auch bei der Entwurfsfeststellung darf nicht aufser acht gelassen werden, dafs zur Vermeidung von Vorflutschäden die Unterkante von Rohrdurchlässen tiefer als die Grabensohle gelegt werden mufs.

§ 17. Kleine Brücken und Durchfahrten. Über die allgemeine Anordnung dieser Bauwerke ist dem im ersten Kapitel, sowie vorstehend in den §§ 6 und 16 Gesagten nur noch hinzuzufügen, dafs bei reichlicher Höhe zwischen Sohle und Fahrbahn auch die Wahl eines grofsen Pfeilverhältnisses und einer reichlichen Überschüttungshöhe des Gewölbes gewöhnlich zweckmäfsig sein wird. Je tiefer man aber den Gewölbescheitel unter die Fahrbahnoberkante legt, desto gröfser fällt die Länge des Gewölbes und seine Belastung aus, während die Höhe der Widerlager und die Länge der Flügelmauern abnimmt. Bei gegebener Höhe des Dammes erfordert also ein zwischen den Gewölbestirnen kurzes Bauwerk hohe Widerlager und lange massive Flügelmauern, ein langes dagegen ein längeres und stärkeres Gewölbe. Man hat somit in zweifelhaften Fällen diejenige Anordnung, welche die geringsten Kosten verursacht, durch vergleichende Entwürfe zu ermitteln. Es ist versucht worden, den in Rede stehenden Fall theoretisch zu behandeln, jedoch sind hierbei keine unmittelbar verwendbaren Ergebnisse erzielt worden.

Gewölbte, sogenannte verlorene Widerlager bringen hauptsächlich bei nicht weit unter dem Gelände bezw. der Fahrbahn liegendem gutem Baugrunde, bei felsigem zu überbrückendem Einschnitte u. s. w. erhebliche Vorteile mit sich, und zwar im besonderen für Wegeüberführungen und hoch überschüttete Bachbrücken, mitunter aber auch für Durchfahrten. Bei dieser Anordnung verschmelzen Gewölbe und Widerlager einerseits, Stirnmauern und Flügelmauern andererseits zu einem ganzen (Abb. 5 bis 12, Taf. V), was eine erhebliche Einschränkung der Mauerwerksmassen, bezw. der teueren Ansichtsflächen zur Folge hat. Ein anderer Vorteil der gewölbten Widerlager besteht darin, dafs unter Umständen eine Einschnittsverbreiterung leicht ausgeführt werden kann (Abb. 11, Taf. V). Im besonderen treten die Vorteile der verlorenen Widerlager bei Felsboden hervor.

Wenn Wege und Wasserläufe gleichzeitig zu überbrücken sind, müssen vergleichende Entwürfe über die zweckmäfsigste Anordnung entscheiden. Eine Wege- und Bachunterführung mit einer Öffnung zeigen Abb. 16 bis 18, Taf. V[35]), eine solche mit zwei nebeneinander liegenden Öffnungen zeigt Abb. 19, während Bauwerke mit übereinander liegenden Öffnungen in Abb. 20 bis 28, Taf. V dargestellt sind. Zu den Ausführungen mit mehreren Öffnungen kann man auch die nicht selten vorkommenden Durchfahrten und Wegeüberführungen rechnen, bei welchen kleine Wasserläufe durch die Endpfeiler geführt sind.

Die Brückenbahn. Das Schwellenbett der Eisenbahnbrücken wird über den Gewölben auf jeder Seite zweckmäfsig von einer oben 0,6 m, unten entsprechend verstärkten, mit Platten von 25 bis 35 cm Dicke abgedeckten Stirnmauer eingefafst. Die Brüstung, welche bei nicht sehr bedeutenden Höhen der Bauwerke bisweilen fortgelassen und dann durch Stirnmauern oder Saumsteine ersetzt werden kann, erhält bei Anwendung von Stein eine Dicke von 20 bis 30 cm, eine Höhe von 0,5 bis 1 m und wird, je nach den Anforderungen an das Aussehen der Brücke, massiv (Taf. V, Abb. 4, 11, 15 u. 17) oder durchbrochen (Taf. V, Abb. 3 u. 19) hergestellt. Die steinernen Brüstungen bestehen aus Werkstücken, Backsteinen oder aus backsteinernen Pfosten mit Deckplatten aus Haustein.

---

[35]) An lichter Weite des Bauwerks wird gespart, wenn der Wasserlauf innerhalb dieses von senkrechten Mauern begrenzt wird.

Eiserne Geländer (Taf. V, Abb. 5 u. 8) erfordern am wenigsten Raum, gestatten also eine etwas geringere Brückenbreite, und zwar im besonderen alsdann, wenn sie von aufsen her an die Stirnmauern angeschlossen werden.[86])

Die Fahrbahn der Strafsenbrücken erhält entweder, wie die Strafse, eine 15 bis 25 cm starke Beschotterung, oder eine Pflasterung, ferner erhöhte, meist 0,75 bis 1,25 m breite, von 15 bis 25 cm starken Bordsteinen eingefafste Fufswegbahnen, befestigt durch feste natürliche oder künstliche Platten oder durch Pflasterung. Die an die Bordsteine der Fufswege anschliefsenden Rinnsteine müssen mindestens ein Gefälle von 1 : 200 erhalten. Zum Abschlusse der etwa 10 bis 20 cm höher als letztere zu legenden Fufswege nach aufsen dienen 25 bis 30 cm hohe Gesimsplatten, auf denen starke steinerne oder eiserne, mindestens 1 m, besser 1,20 bis 1,30 m hohe Geländer angebracht werden. Die Geländer selbst sind mit den Abdeckplatten so zu befestigen, dafs sie einen an ihrer Oberkante angreifenden wagerechten Druck von 75 kg für 1 lfd. m aufnehmen können.

Über die Übermauerung, Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe gilt im allgemeinen das in § 18 bezüglich der Tal- und Strombrücken Gesagte. Es sei deshalb an dieser Stelle hierauf verwiesen.

Die Widerlager werden massiv oder gegliedert konstruiert. Die massiven Widerlager erhalten selten einen rechteckigen (Taf. V, Abb. 19), häufiger einen abgetreppten (Taf. V, Abb. 16), meist aber einen trapezförmigen Querschnitt (Taf. V, Abb. 22 u. 25), je nachdem die Rückseite entweder senkrecht, mit Absätzen oder mit Anlauf angeordnet wird. Die mit Strebepfeilern ausgerüsteten gegliederten Widerlager erfordern weniger Material, aber höheren Arbeitslohn als die massiven. Ihre Anwendung ist im allgemeinen um so vorteilhafter, je höher sie sind. Am billigsten sind die verlorenen Widerlager (Taf. V, Abb. 5, 8 u. 11). Hierbei wird der Fufs des Bogens entweder nur als eine zur Mittellinie oder Stützlinie des Gewölbes senkrechte, stark verbreiterte Fundamentplatte oder als ein im Erdkörper verstecktes Widerlager behandelt, gegen das sich der Bogen stemmt und welches entweder in Stein gemauert oder ganz oder teilweise aus Beton hergestellt sein kann.

Die Zwischenpfeiler. Die bei kleinen Bachbrücken selten und bei Durchfahrts- und Durchgangsbrücken in geringer Zahl vorkommenden Zwischenpfeiler werden bei Pfeilerhöhen von 3,5 bis 5 m gewöhnlich 0,75 bis 1 m stark gemacht und müssen einen sorgfältigen, mit besonders gutem Mörtel hergestellten Verband erhalten. Beim Bau der Hannoverschen Eisenbahnen wurde die Dicke der Zwischenpfeiler von gewöhnlicher Höhe $= 0,3 + 2c$ in m angenommen, worin c die Gewölbestärke bedeutet. Eine genauere Berechnung hat nach den in § 15 gegebenen Regeln zu geschehen.

Die Flügel kommen teils als Parallelflügel mit vorgelegten Böschungskegeln, teils als Winkelflügel vor. Parallelflügel werden entweder hinten senkrecht und vorn mit $^1/_5$ bis $^1/_{10}$ Anlauf, oder hinten mit Absätzen oder geneigt und vorn senkrecht angelegt. Im ersten Falle erhält die Gewölbestirn sehr selten den gleichen Anlauf wie die Flügel, weil hierdurch die Herstellung des Stirnbogens und der Stirnmauer erschwert wird; in der Regel wird letztere mit senkrechter Flucht, gegen die Flügel etwas zurücktretend ausgeführt. Im zweiten Falle erhalten die senkrechten Stirn- und Flügelmauern entweder gleiche Flucht, wobei sie gar nicht oder nur durch pfeilerartige Vorsprünge von einander getrennt werden oder es springen die Stirnmauern etwas gegen die Flügelmauern zurück.

---

[86]) Vergl. u. a. Zeitschr. f. Bauw. 1884, Bl. 44, Viadukt der Moselbahn zu Pünderich.

Winkelflügel stehen — seltener — parallel zur Richtung des unteren Verkehrsweges und können alsdann mit ihrer Vorderfläche in der unmittelbaren Verlängerung der Widerlagsmauern liegen oder gegen diese etwas verschoben sein; meist liegen sie jedoch geneigt zur unteren Wegachse. In letzterem Falle kann die sichtbare Schnittkante von Flügel und Bauwerks-Stirn senkrecht in der vorderen Ansichtsfläche des Widerlagers, oder geneigt verlaufen (Taf. V, Abb. 17, 23, 24); im letzteren Falle wird sie meist so geführt, dafs der Kämpferstein des Gewölbes durch den Anschlufs der Flügel nicht verdeckt wird (Taf. V, Abb. 23).

Eine besondere Art der Winkelflügel sind die im Grundrisse geschweiften bis viertelkreisförmigen Flügel (Taf. V, Abb. 9 u. 12). Im besonderen erscheint eine solche Anordnung alsdann zweckmäfsig, wenn beiderseits Parallelwege in die Unterführung einmünden, da die Übersichtlichkeit der Gesamtanlage hierbei eine besonders gute wird.

In allen Fällen werden die Flügel mit einer Abdeckung versehen, welche aus Deckplatten, bei Backsteinflügeln bisweilen, jedoch nicht so vorteilhaft, aus einer hochkantig gestellten Rollschicht besteht. Bei Verwendung von Deckplatten ist der Materialersparnis halber darauf Rücksicht zu nehmen, dafs diese im Grundrisse eine rechteckige Form erhalten, ausgenommen naturgemäfs die oberste und unterste Platte. Das hinter den Deckplatten oder der Rollschicht vorspringende Mauerwerk wird oben mit $^1/_2$ bis $^1/_5$ Neigung abgeschrägt und gegen eindringendes Wasser mit einer Schutzdecke wie die Gewölberücken versehen.

An den Enden der Parallelflügel, woselbst sich der innere und äufsere Erddruck nahezu aufheben, werden die Flügel gleichwohl, der notwendigen Unterstützung der Gesimse und Brüstungen halber, nicht schwächer als 0,75 bis 1 m angelegt. Schliefslich ist die Verbindung der Widerlager und Flügel gegen das durch Erdbewegungen im Dammkörper veranlafste Abreifsen der letzteren entweder durch Verstärkung der Anschlufsstelle (Taf. V, Abb. 21 u. 28), oder durch Anwendung besonders lagerhafter, tief einbindender Steine und des besten Mörtels oder — am besten — durch beide Mittel zugleich zu bewirken.

§ 18. Die Anordnung der Strom- und Talbrücken. Die allgemeine Anordnung der Brücken ist in dem I. Kapitel ausführlich behandelt, weshalb es genügt, darauf hinzuweisen, dafs es durchaus notwendig ist, alle in Betracht kommenden örtlichen Verhältnisse sorgfältig zu untersuchen. Dies gilt insbesondere für die Strombrücken, zumal wenn sie über schiffbare Gewässer führen und Strafsenbrücken sind. Die richtige Wahl der Öffnungen und der Pfeilerstellung, sowie des Längenprofils der Brücke ist hier häufig recht schwierig. Die Schiffahrt verlangt ausreichende Durchfahrtsöffnungen, während hohe Rampen für den Strafsenverkehr lästig sind und in bewohnten Orten häufig kostspieliger werden, als der eigentliche Brückenbau (näheres siehe Kapitel I). Gute Darstellungen ausgeführter Brücken geben die beste Anregung bei dem Entwerfen. Man vergleiche die Tafeln VI bis XII, welche eine Auswahl hervorragender gewölbter Brücken meist aus neuerer Zeit enthalten und zum Teil dem Hefte 7, zweite Gruppe der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften (K. v. Leibbrand: „Gewölbte Brücken") entnommen sind. Eine genaue Beschreibung der Bauwerke würde an dieser Stelle zu weit führen, um so mehr als in dem folgenden Kapitel ihre Konstruktion und Ausführung ausführlicher behandelt ist. Um Wiederholungen zu vermeiden, unterbleiben daher — bis auf wenige Fälle — weitere Erläuterungen, zumal die Abbildungen auch ohne Worte verständlich sind.

1. Strombrücken. Sorgfältig zu berücksichtigen ist die Gröfse des erforderlichen Durchflufsprofiles, die Lage der mafsgebenden Wasserstände, das vom Wasserverkehre beanspruchte Profil des lichten Raumes, selbstverständlich auch die ganze Beschaffenheit des Flufsbettes u. s. w. Auch die Lage der Brückenbahn mufs ermittelt oder mindestens innerhalb gewisser Lagen begrenzt sein. Dann ist zunächst die Frage zu beantworten, ob nur Hauptöffnungen oder ob neben denselben auch Flutöffnungen anzuordnen sind. Wenn dann über die Lage der Endpfeiler und über die Grenze zwischen den Hauptöffnungen und den Flutöffnungen Annahmen gemacht sind, so empfiehlt es sich, behufs Ermittelung der vorteilhaftesten Einteilung, sofort Skizzen unter Zugrundelegung verschiedener Öffnungsweiten und einer gröfseren oder kleineren Zahl von Mittelpfeilern anzufertigen und die betreffenden Kostenermittelungen in überschläglicher Weise vorzunehmen. Die Menge der auf diese Weise zu bearbeitenden Vorprojekte pflegt nicht grofs zu sein, zumal man als Regel ansehen kann, dafs bei steinernen Brücken eine gerade Zahl von Öffnungen nur ausnahmsweise am Platze ist; auch pflegen gewöhnlich aus den Anforderungen des Wasserverkehres und der Gestaltung des Flufsprofiles Anhaltspunkte für die Öffnungsweiten sich zu ergeben. Bei Anfertigung jener Skizzen wird man in der Regel mit dem Segmentbogen oder mit dem gedrückten Korbbogen arbeiten und zunächst den Scheitel der inneren Leibungen unter Annahme des geringsten noch zulässigen Mafses für die Stärken der Brückenbahn, Überschüttung und Gewölbeabdeckung, sowie unter vorläufiger Annahme eines Mafses für die Schlufssteinstärke annähernd festlegen. Als zweckmäfsig nicht zu unterschreitende Pfeilverhältnisse der Segmentbögen gelten $^1/_{12}$ bei kleinen Spannweiten von etwa 10 m, $^1/_8$ bei bedeutenden Spannweiten von 30 bis 40 m nebst entsprechenden Zwischenstufen. Die Kämpfer dürfen zur Not etwas in das höchste Hochwasser eintauchen. Es geht indessen fraglos zu weit, wenn Becker angibt, dafs der Korbbogen um $^3/_4$ und der nicht stark gedrückte Segmentbogen um die Hälfte seiner Pfeilhöhe eintauchen dürfe. Entsprechende Ausführungen sind vorhanden, aber durchaus nicht mafsgebend.

Wenn man nun auf dem angegebenen Wege unter vorläufiger Annahme einer gleichmäfsigen Einteilung der Gesamtöffnung diejenige Anzahl der Öffnungen ermittelt hat, welche die geringsten Baukosten ergibt, so ist für Strafsenbrücken noch die Frage aufzuwerfen, ob es sich empfiehlt, den Gewölben ungleiche, von beiden Seiten nach der Mitte hin zunehmende Weiten zu geben. Dies ist namentlich dann am Platze, wenn durch Anordnung einer von beiden Seiten ansteigenden Brückenbahn Vorteile zu erreichen sind. Den Gewölben gibt man alsdann nicht allein ungleiche Weiten, sondern auch ungleiche Pfeilhöhen. Diese Anordnung ist empfehlenswert, auch ästhetisch befriedigend (man vergl. die Alma-Brücke in Paris Abb. 13, Taf. VI, mit der Neckarbrücke in Cannstatt, Abb. 1 u. 2 derselben Tafel); sie empfiehlt sich im besonderen bei einer ungleichen Anzahl von Öffnungen.

Übrigens sollten, namentlich bei Monumental-Brücken, die in Rede stehenden Fragen nicht nach dem Kostenpunkte allein entschieden werden; Rücksichten auf die äufsere Erscheinung des Bauwerkes haben gerade bei ihnen grofse Berechtigung. In dieser Beziehung ist bei dem Entwerfen sowohl von Strombrücken wie von Talbrücken das Kapitel III des zweiten Bandes (Die Kunstformen des Brückenbaues) zu Rate zu ziehen.

2. Talbrücken. Bei Inangriffnahme der Untersuchungen über die Öffnungsweiten der Talbrücken müssen das Gelände, sowie die Höhenlage und Breite der Brückenbahn u. s. w. bekannt sein. Alsdann ist zunächst die Frage zu beantworten, ob eine Mittelöffnung von grofser Weite am Platze ist, oder sich eine Überbrückung des Tales durch eine gröfsere oder kleinere Anzahl gleichweiter Gewölbe bezw. einzelner Gruppen solcher

Zusammenstellung der vorteilhaftesten Lichtweiten bei gewölbten eingleisigen Brücken von 4 m Breite.

Kosten eines Pfeilers einschl. Ansichtsfläche und Fundament in cbm steigenden Mauerwerks P	Preis eines cbm Gewölbemauerwerks in cbm steigenden Mauerwerks									
	$\gamma = 1,5$					$\gamma = 2$				
	Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ =					Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ =				
	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75
	Lichtweiten in m					Lichtweiten in m				
	$l = 1,765\sqrt{P}$	$l = 1,650\sqrt{P}$	$l = 1,479\sqrt{P}$	$l = 1,762\sqrt{P}$	$l = 1,270\sqrt{P}$	$l = 1,637\sqrt{P}$	$l = 1,540\sqrt{P}$	$l = 1,386\sqrt{P}$	$l = 1,657\sqrt{P}$	$l = 1,196\sqrt{P}$
25	8,8	8,3	7,4	8,8	6,4	8,2	7,7	6,9	8,3	6,0
50	12,5	11,7	10,5	12,5	9,0	11,6	10,9	9,8	21,7	8,5
75	15,3	14,3	12,8	15,3	11,0	14,2	13,3	12,0	14,4	10,4
100	17,7	16,5	14,8	17,6	12,7	16,4	15,4	13,9	16,6	12,0
150	21,6	20,2	18,1	21,6	15,6	20,0	18,9	17,0	20,3	14,6
200	24,9	23,3	20,9	24,9	18,0	23,2	21,8	19,6	23,4	16,9
250	27,9	26,1	23,4	27,9	20,1	25,9	24,4	21,9	26,2	18,9
300	30,6	28,6	25,6	30,5	22,0	28,4	26,7	24,0	28,7	20,7
400	35,3	33,0	29,6	35,2	25,4	32,7	30,8	27,7	33,1	23,9
500	39,5	36,8	33,1	39,4	28,4	36,6	34,4	31,0	37,1	26,7
600	43,2	40,4	36,2	43,2	31,1	40,1	37,7	34,0	40,6	29,3
700	46,7	43,7	39,1	46,6	33,6	43,3	40,7	36,7	43,7	31,6
800	49,9	46,7	41,8	49,8	35,9	46,3	43,6	39,2	46,9	33,8
900	53,0	49,5	44,4	52,9	38,1	49,1	46,2	41,6	49,7	35,9
1000	55,8	52,2	46,8	55,7	40,2	51,9	48,7	43,8	52,4	37,8
1250	62,4	58,3	52,3	62,3	44,9	57,9	54,4	49,0	58,6	42,3
1500	68,4	63,9	57,3	68,2	49,2	63,4	59,6	53,7	64,2	46,3

empfiehlt. Neben einer grofsen Mittelöffnung ist eine gleichmäfsige Einteilung der Öffnungen in Aussicht zu nehmen, zugleich aber Entscheidung über die Bogenform zu treffen. Die hierbei auftretenden Aufgaben sind von vornherein unbestimmt und lassen eine grofse Anzahl von Lösungen zu. Von den diesen Gegenstand behandelnden Untersuchungen ist das Folgende bemerkenswert:

Auf breiter Grundlage ruht eine Abhandlung von Böhm (Zivilingenieur 1868, S. 217, „Massive Brücken, deren Baukosten ein Minimum werden"), indem der Verfasser nicht nur die Öffnungsweiten, sondern auch die Pfeilhöhen der Gewölbe als unbekannt betrachtet. Er beantwortet die beiden Fragen: „Welche Pfeilhöhe mufs bei gegebener Lichtweite eine einbogige Brücke bekommen, damit ihre Baukosten ein Minimum werden?" und „Wie grofs ist die Anzahl der Öffnungen und welches ist die Pfeilhöhe, die man einer steinernen Brücke geben mufs, damit ihre Baukosten ein Minimum werden?" Auf die Einzelheiten dieser Untersuchung kann hier nicht eingegangen werden, dieselbe hat namentlich deshalb Interesse, weil der Verfasser die wirtschaftlichen Vorteile des überhöhten Korbbogens, zugleich aber die Grenzen für seine Anwendung rechnungsmäfsig nachgewiesen hat.

In Wirklichkeit stellt sich aber die Frage bei Brücken mit mehreren Öffnungen selten so wie angegeben, man entscheidet sich vielmehr in der Regel von vornherein für eine Bogenform oder stellt doch deren einige auf die engere Wahl.

Für Halbkreisgewölbe von 8 m Breite ist ein Anhaltspunkt bezüglich der wirtschaftlich vorteilhaftesten Spannweite l aus der von G. Meyer aufgestellten Formel

$$l = \sqrt{\frac{K}{1,25\,k}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 66.$$

zu gewinnen, worin K die ganzen Kosten eines massiven Pfeilers und k die Kosten von 1 cbm Mauerwerk bezeichnen. Die Originalmitteilung (Deutsche Bauz. 1874, S. 374) enthält auch eine Formel für

Zusammenstellung der vorteilhaftesten Lichtweiten bei gewölbten zweigleisigen Brücken von 8 m Breite.

Kosten eines Pfeilers einschl. Ansichtsfläche und Fundament in cbm steigenden Mauerwerks P	Preis eines cbm Gewölbemauerwerks in cbm steigenden Mauerwerks: $\gamma = 1,5$; Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ =					$\gamma = 2$; Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ =				
	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75
	Lichtweiten in m					Lichtweiten in m				
	$l = 1,340\sqrt{P}$	$l = 1,260\sqrt{P}$	$l = 1,134\sqrt{P}$	$l = 1,356\sqrt{P}$	$l = 0,979\sqrt{P}$	$l = 1,230\sqrt{P}$	$l = 1,165\sqrt{P}$	$l = 1,052\sqrt{P}$	$l = 1,262\sqrt{P}$	$l = 0,912\sqrt{P}$
25	6,7	6,3	5,7	6,8	4,9	6,2	5,4	5,3	6,3	4,6
50	9,5	8,0	8,0	9,6	6,9	8,7	8,2	7,4	8,9	6,4
75	11,6	10,9	9,8	11,7	8,5	10,7	10,1	9,1	10,9	7,9
100	13,4	12,6	11,3	13,6	9,8	12,3	11,7	10,5	12,6	9,1
150	16,4	15,4	13,9	16,6	12,0	15,1	14,3	12,9	15,5	11,2
200	19,0	17,8	16,0	19,2	13,8	17,4	16,5	14,9	17,8	12,9
250	21,2	19,9	17,9	21,4	15,5	19,4	18,4	16,6	20,0	14,4
300	23,2	21,8	19,6	23,5	17,0	21,3	20,2	18,2	21,9	15,8
400	26,8	25,2	22,7	27,1	19,6	24,6	23,3	21,0	25,2	18,2
500	30,0	28,2	25,4	30,3	21,9	27,5	26,1	23,5	28,2	20,4
600	32,8	30,9	27,8	33,2	24,0	30,1	28,5	25,8	30,9	22,3
700	35,5	33,3	30,0	35,9	25,9	32,5	39,8	27,8	33,4	24,1
800	37,9	35,6	32,1	38,4	27,7	34,8	33,0	29,8	35,7	25,8
900	40,2	37,8	34,0	40,7	29,9	36,9	35.0	31,6	37,9	27,4
1000	42,4	39,8	35,9	42,9	31,0	38,9	36,8	33,3	39,9	28,8
1250	47,4	44,5	40,1	47,9	34.6	43,5	41,2	37,9	44,6	32,2
1500	51,9	48,8	43,9	52,5	37,9	47,6	45,1	40,7	48,9	35,3

Segmentbögen mit $^1/_7$ Pfeilverhältnis, welches jedoch bei den in Rede stehenden Fällen selten verwendbar sein wird, ferner eine Formel für die vorteilhaftesten Öffnungsweiten eiserner Brücken, und Untersuchungen über die Weiten, bei denen die eisernen Brücken vorteilhafter sind, als massive.

Ausführlicher ist der fragliche Gegenstand von L. Hoffmann bearbeitet und es sollen die Hauptergebnisse der betreffenden Abhandlung (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 559) hier mitgeteilt werden.

Bezeichnet man mit P die in cbm aufgehenden (steigenden) Mauerwerks ausgedrückten Kosten eines Pfeilers, einschliefslich seines Fundamentes und seiner Ansichtsflächen, und mit γ den in steigendem Mauerwerk ausgedrückten Preis eines Kubikmeters Gewölbemauerwerk, so ist die vorteilhafteste Weite l der einzelnen Öffnungen bei 0,9 m starken Stirn- und 0,5 m starken Zungenmauern, z. B. bei Segmentbogengewölben mit $^1/_5$ Pfeilverhältnis,

für eingleisige Brücken von 4 m Breite

$$l = \sqrt{\frac{P}{0,165 + 0,104\,\gamma}}$$

für zweigleisige Brücken von 8 m Breite

$$l = \sqrt{\frac{P}{0,245 + 0,208\,\gamma}}$$

Hierin ist $P = \frac{K}{k} = \frac{\text{Kosten des ganzen Pfeilers}}{\text{Kosten von 1 cbm steigenden Mauerwerkes}}$.

Führt man ähnliche Berechnungen auch für Gewölbe mit anderen Pfeilverhältnissen durch, indem man $\gamma = 1,5$ und 2 setzt, so ergeben sich für Werte P von 25 bis 1500 cbm bei ein- und zweigleisigen Brücken die obenstehend angegebenen vorteilhaftesten Spannweiten.

Nimmt man, um die Anwendung der Zusammenstellungen zu zeigen, z. B. an, dafs ein Pfeiler, einschliefslich seiner Fundierung und der Bearbeitung seiner Ansichtsflächen, ebensoviel wie 100 cbm steigenden Mauerwerkes kostet, so ist unter den angeführten Umständen, wenn 1 cbm Gewölbemauerwerk den gleichen Preis wie 1,5 cbm steigendes Mauerwerk hat, die vorteilhafteste Öffnungsweite bei eingleisigen Brücken mit $^1/_5$ Pfeilverhältnis 17,7 m, bei 8 m Brückenbreite 13,4 m.

Es könnte auffallend erscheinen, dafs die Brückenhöhe in den vorstehenden Formeln und Zusammenstellungen ohne Einflufs auf die Gröfse der vorteilhaftesten Lichtweite zu sein scheint. In Wirklichkeit kommt dieser Einflufs aber mittelbar in den mit der Höhe der Pfeiler wachsenden Pfeilerkosten zur Geltung.

In Frage kommen auch hier Untersuchungen, wie sie beim Bau der Berliner Stadtbahn angestellt worden sind, um die günstigste Lichtweite der Gewölbe zu ermitteln. Hier wurde eine ideelle Geländelinie 5,3 m unter der Schienenoberkante angenommen, bis zu dieser für Lichtweiten von 6, 8, 10, 12 und 15 m je ein Vorentwurf unter Innehaltung von Kreisgewölben aufgestellt und die Fundamenttiefe als veränderlich eingeführt. Dies erscheint zweckmäfsig, weil die Fundamentausbildung von dem Gewölbe nicht unmittelbar beeinflufst wird und sich die Fundamente innerhalb gegebener zulässiger Beanspruchungen unabhängig vom Gewölbe konstruieren lassen.

Die 5 zur Vergleichung herangezogenen Normalien sind durch die folgenden Angaben festgelegt:

Hauptabmessungen	Lichtweite des Gewölbes 6,0	8,0	10,0	12,0	15,0 m
Pfeilverhältnis	1 : 4	1 : 6	1 : 4,5	1 : 4	1 : 3,5
Scheitelstärke	0,38	0,51	0,51	0,64	0,77 m
Kämpferstärke	0,38	0,51	0,51	0,64	0,77 m
Pfeilerstärke im Kämpfer	0,80	1,00	1,00	1,20	1,60 m
Pfeilerstärke in der ideellen Geländelinie (— 5,3 m)	0,80	1,00	1,20	1,20	1,60 m

Der statischen Untersuchung war zugrunde gelegt das spezifische Gewicht des Bau- und Überschüttungsmaterials zu 1,8, eine Überschüttungshöhe im Scheitel = 0,8, desgl. eine Verkehrshöhe = 0,8, beides auf Gewölbemauerwerk bezogen. Als zulässige Druckbeanspruchungen waren — bei dem zur Verwendung gelangten besten Ziegelmauerwerk zugelassen: im Gewölbe 9 kg/qcm, im Pfeilermauerwerk 7,5 kg/qcm, für den Bodendruck 4,5 kg/qcm. Die in nachstehender Tabelle enthaltenen Kosten sind für das qm Grundfläche des Viaduktes in Werteinheiten ermittelt und zwar unter der Voraussetzung, dafs ein cbm aufgehendes Mauerwerk 1,0, ein cbm Gewölbemauerwerk 1,5, ein cbm Hintermauerung u. s. w. 0,75 Werteinheiten koste. Der Zuschlag für die Fundamente und Mauerteile unter der ideellen Terrainlinie wurde nach den Preisen der Bauzeit ermittelt und durch den Preis eines cbm aufgehenden Mauerwerkes (26 M.) auf Werteinheiten reduziert.

Kosten-Tabelle zur Ermittelung der günstigsten Gewölbespannweite bei angenommener Fundierungstiefe, aufgestellt beim Bau der Berliner Stadtbahn.

Nummer	Höhendifferenz zwischen dem tragfähigen Boden und S. O.	Lichtweite des Gewölbes 6,0 m Stich 1 : 4			Lichtweite 8,0 m Stich 1 : 6			Lichtweite 10,0 m Stich 1 : 4,5			Lichtweite 12,0 m Stich 1 : 4			Lichtweite 15,0 m Stich 1 : 3,5			Bemerkungen
		I Mauerkörper v. d. ideellen Terrainlinie aufwärts	II Fundament bis zur ideellen Terrainlinie aufwärts	III zusammen	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III	
1	6,3	2,01	0,22	2,23	2,11	0,19	2,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Fall 1–3 setzt direkte Fundierung, 3–7 Gründung auf Beton oder Brunnen, 7 bis 10 Pfahlrostfundierung voraus.
2	7,3	2,01	0,69	2,70	2,11	0,51	2,62	2,27	0,44	2,71	2,55	0,36	2,91	3,04	0,30	3,34	
3	8,3	2,01	0,97	2,98	2,11	0,80	2,91	2,27	0,66	2,93	2,55	0,54	3,09	3,04	0,44	3,48	
4	9,3	—	—	—	2,11	1,02	3,13	2,27	0,84	3,11	2,55	0,69	3,24	3,04	0,59	3,63	
5	10,3	—	—	—	2,11	1,28	3,39	2,27	1,07	3,34	2,55	0,87	3,42	3,04	0,72	3,76	
6	11,3	—	—	—	2,11	1,79	3,90	2,27	1,53	3,80	2,55	1,25	3,80	3,04	1,07	4,11	
7	12,3	—	—	—	2,11	2,09	4,20	2,27	1,81	4,08	2,55	1,44	3,99	3,04	1,27	4,31	
8	13,3	—	—	—	2,11	2,43	4,54	2,27	2,17	4,44	2,55	1,85	4,40	3,04	1,65	4,69	
9	14,3	—	—	—	2,11	2,76	4,87	2,27	2,64	4,91	2,55	2,17	4,72	3,04	1,92	4,96	
10	15,3	—	—	—	2,11	3,74	5,75	2,27	3,18	5,45	2,55	2,76	5,31	3,04	2,20	5,27	

Die unterstrichenen Zahlen der Tabelle geben für die verschiedensten Bauwerkshöhen die zweckmäfsigsten Lichtweiten der Gewölbe an.

Aus der Tabelle folgt, dafs bei einer

Spannweite von	die günstigste Höhe mit Rücksicht auf die Baukosten an der Grenze bezw. zwischen den Werten liegt:	d. i. im Mittel bei:
6 m	6,3 m	6,3 m
8 m	7,3—8,3 m	7,5 m
10 m	9,3—11,3 m	10,3 m
12 m	11,3—14,3 m	12,8 m
15 m	von 15,3 m an	(15,3 m)

d. h. man kann bei Brücken innerhalb der hier betrachteten Verhältnisse (Viaduktbreite 15 m, Material bestes Ziegelmauerwerk) oder in ähnlichen Fällen sagen, dafs die günstigste Spannweite annähernd gleich der Entfernung von Schienenoberkante und Fundamentsohle ist.

Ähnlich wie bei der Berliner Stadtbahn dürfte sich auch ein Vergleich überall dort ziehen lassen, wo es möglich ist, von vornherein einige Normalien anzunehmen; solche Verhältnisse werden aber in der Regel beim Bau längerer Stadtbahnviadukte gegeben sein.

Aufser der zweckmäfsigen Lichtweite ist bei längeren Talbrücken auch die Frage der Anordnung von Gruppenpfeilern in Berücksichtigung zu ziehen. Woselbst die Unregelmäfsigkeit des Talprofiles die Anordnung verschieden weit gespannter, in einzelnen Gruppen vereinigter Gewölbe bedingt, sind stärkere Pfeiler an deren Grenzen schon aus ästhetischen Gründen erforderlich, um eine Heraushebung der einzelnen Brückenabschnitte und eine äufserlich befriedigende Überleitung der einen Spannweite in die andere zu ermöglichen. Andererseits sollen Gruppenpfeiler auch den Einsturz eines gesamten Viaduktes verhindern, wenn durch elementare Ereignisse oder Kriegswirren ein Teil zerstört werden sollte. Alsdann sind die über die gesamte Länge der Talbrücken zu verteilenden Gruppenpfeiler so stark zu machen, dafs sie den einseitigen Schub des weiter gespannten, vom Eigengewicht voll beanspruchten Gewölbes aufnehmen können. Ferner kann für die Anordnung von Gruppenpfeilern die Ersparnis an Lehrgerüsten, bedingt durch die Wiederverwendung dieser in bestimmten Gruppen, in Frage kommen; auch hier mufs der letztere trennende Pfeiler für den einseitigen Schub eines allerdings nur übermauerten Gewölbes berechnet werden. Von dem Gesichtspunkte aus, den vollkommenen Einsturz einer, auch aus lauter gleich weiten Gewölben gebildeten Talbrücke zu verhindern, stellt Dr. L. Bräuler in der Deutschen Bauzeitung vom Jahre 1876, S. 309, die vorteilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler fest, indem er die Summe der Mehrkosten sämtlicher Gruppenpfeiler gegen die gewöhnlichen und die Summe der Kosten einer Bauwerksgruppe zu einem Minimum werden läfst.

Bezeichnen: k_1 die Kosten für 1 qm Ansichtsfläche des Bauwerkes, k_2 desgl. für 1 cbm Mauerwerk, L die Gesamtlänge der Talbrücke, B deren Breite, d die Mehrstärke eines Gruppenpfeilers, so wird die vorteilhafteste Zahl — n — dieser angegeben zu:

$$n = \sqrt{\frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{L}{B \cdot d}} - 1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 67.$$

Allerdings verliert die Rechnung dadurch an Wert, dafs die Wahrscheinlichkeit des Einsturzes einer Viaduktgruppe nicht bestimmt werden kann.

Nach dem Vorgange der Franzosen sind — wie bereits in § 1 hervorgehoben — in neuerer Zeit weitgespannte Steingewölbe für Talbrücken zur Verwendung gekommen. Die bekannteren derselben sind auf den Tafeln IX, X u. XII zur Darstellung gelangt; ihre hauptsächlichsten Abmessungen sind in der Tabelle auf S. 150 u. 151 gegeben bezw. aus den Zeichnungen zu entnehmen. Besonders hervorhebenswert erscheint wegen ihrer Abmessungen die Brücke über das Syratal zu Plauen im Vogtlande (Taf. XII), die z. Z.

(1904) weitest gespannte Steinbrücke der Welt. Das 90 m Lichtweite zeigende Gewölbe ist aus plattenförmigen Bruchsteinen in einem Ringe mit auf die volle Leibungsbreite durchgehenden 2 m breiten Lücken von $^2/_3$ der Gewölbestärke erbaut[37]; das Gewölbe besitzt bei 18 m Pfeilhöhe im Scheitel 1,5 m, in der Fundamentsohle 4,0 m Stärke. Die Druckfestigkeit des verwendeten Gesteins beträgt i. M. 1570 kg/qcm, als gröfste im Gewölbe auftretende Pressung ist 49,5 kg/qcm zugelassen, mithin die Sicherheit eine mehr als 30fache.

§ 19. Die Form der Öffnungen und der Pfeiler. Die Öffnungen zwischen den Pfeilern werden sowohl bei Strom- als bei Talbrücken in ihrer überwiegenden Mehrzahl mit zylindrischen Tonnengewölben überspannt, deren Scheitel in der Mitte der Öffnung liegt, deren beide Schenkel also gleich geformt sind.

Unsymmetrische Gewölbe sind selten, kommen aber bisweilen vor und sind zulässig, wo auf die äufsere Gestaltung kein besonderer Wert gelegt zu werden braucht. Einen hierher gehörigen Fall zeigt Abb. 44, Taf. VI; ein ähnlicher liegt vor, wenn man die Brücke mit verlorenen Widerlagern endigen läfst. Alsdann kann die Stützlinie der Endpfeiler unter der Einwirkung des Erddruckes soweit abgelenkt werden, dafs die Bogenform in Mitleidenschaft gezogen wird und dieselbe die Form eines Hufeisens erhält, dessen einer Schenkel stärker gekrümmt ist, als der andere. Auch Gewölbe von einbogigen Wegüberführungen können, wie an dieser Stelle bemerkt werden mag, unsymmetrische steigende Gewölbe erhalten, wenn über denselben eine stark ansteigende Brückenbahn liegt (Abb. 8, Taf. V).

Brücken, deren Gewölbe der Quere nach aus verschieden gestalteten Tonnengewölben zusammengesetzt sind, und solche, bei welchen man aufser Tonnengewölben auch Kappen u. dergl. angewendet hat, sind sehr selten. Als ein Beispiel für den erstgenannten Fall ist ein Viadukt bei Edinburg zu nennen, bei welchem die Segmentbogen-Gewölbe, welche die Fufswege tragen, höher angesetzt und mit kleineren Pfeilhöhen versehen sind, als diejenigen im Kern der Brücke; als ein Bauwerk mit konischen Gewölben ist der Viadukt über die Roussa-Schlucht in der Strafse Nizza-Mentone zu erwähnen, dessen Achse mit 30 m Halbmesser gekrümmt ist. Auf der im Grundrifs einbuchtenden Seite ist ein Halbkreis von 8 m, auf der ausbuchtenden Seite dagegen ein Korbbogen von 10,5 m Weite gewählt.

Schliefslich ist noch des vom Verfasser der Monographie „Eisen, Holz und Stein im Brückenbau“ (Leipzig 1878) gemachten, allerdings mit Vorsicht aufzunehmenden Vorschlags zu gedenken, die Brückengewölbe in geeigneten Fällen in einzelne Bögen aufzulösen und zwischen dieselben Kappen zu spannen. Eine verwandte Anordnung ist seit langem bei einer schiefen Eisenbahnbrücke über den Ornain bei Bar le Duc (s. Allg. Bauz. 1865), in neuester Zeit beim Bau der Pétrusse-Brücke bei Luxemburg ausgeführt, jedoch unter Verwendung von Stein- bezw. Betoneisenplatten statt jener Kappen.

Bei der Brücke über das Pétrusse-Tal zu Luxemburg, dargestellt in den Abb. 1—9, Taf. X, tragen 2 gleich konstruierte, schmale Gewölberinge von je 5,25 m oberer Breite und einem seitlichen Anlaufe von 1 : 40 die auf und zwischen ihnen liegende, durch eine Betoneisenplatte gebildete Fahrbahn, während über den Gewölben selbst die Fufswege liegen. Die den Eisenbrücken nachgeahmte Bauart — Verwendung zweier die Querkonstruktion tragender Hauptträger — kann für Steinbrücken nicht als nachahmenswert bezeichnet werden. Abgesehen von dem ästhetisch nicht befriedigenden Wettbewerbe der beiden Bögen gegeneinander, ist gerade hier die grofse, in dem innigen Zusammenhange eines

---

[37]) Von der Unternehmer-Firma Liebold & Co. in Holzminden ausgeführt. Die Lücken wurden der Reihe nach vom Scheitel nach den Widerlagern zu geschlossen, und somit der Kämpferfuge bis zum Schlusse eine gewisse Beweglichkeit gewahrt. Die Bruchfuge wird im aufgesetzten Mauerwerke durchgeführt, Gelenke sind nicht vorhanden.

Gewölbes liegende Sicherheit der Steinbrücke aufser acht gelassen; schon ein verschiedenes Setzen der beiden Bogen kann eine Gefährdung eines solchen Bauwerks mit sich bringen. Ebenso erscheint es nicht zweckmäfsig, die gröfsten und stofsweise (auf die Fahrbahn der Strafse) wirkenden Lasten erst mittelbar, zudem stark exzentrisch und durch schmale Auflagerflächen auf die Gewölbe zu übertragen, letztere aber nur durch den weit geringeren Fufsgängerverkehr zu belasten. Die umgekehrte Anordnung — Verlegung des Fufsweges auf die Zwischenkonstruktion, Anordnung der Strafse unmittelbar über den beiden Gewölben — wäre bei weitem organischer gewesen.

Die Höhe der Kämpferlinie richtet sich bei den Strombrücken nach den Wasserständen; man geht hierbei nicht gern unter den Hochwasserstand, um das Durchflufsprofil für Hochwasser so wenig als möglich einzuengen. Auch würde der Bestand der Brücke sehr gefährdet sein, wenn sie wegen Unzulänglichkeit der Durchflufsöffnungen bei Hochwasser einen beträchtlichen Stau verursachen könnte und der Anprall des Wassers nicht nur die zugeschärften Pfeiler, sondern auch die breiten Flächen der Stirnmauern träfe. Nichtsdestoweniger ist es bisweilen notwendig, mit den Kämpfern unter den Hochwasserstand zu gehen; wenn alsdann die Weite der Durchflufsöffnungen entsprechend vergröfsert werden kann, so läfst sich trotz der Eintauchung der Bogenzwickel der nötige Durchflufsquerschnitt, bei welchem nachteilige Stauwirkungen vermieden werden, herstellen. Zur Herbeiführung einer regelmäfsigen Durchströmung der Brückenöffnungen sind in solchen Fällen die sogenannten Kuhhörner zweckmäfsig; dieselben werden dadurch erhalten, dafs man dem Gewölbe in den Stirnen eine höhere Kämpferlage, mithin eine kleinere Pfeilhöhe gibt (vergl. § 21, S. 216).

Die Pfeiler erhalten, soweit sie im Hochwasser stehen, zur Erleichterung des Wasserabflusses besondere Köpfe. Zur Ermittelung der zweckmäfsigsten Form dieser sind Versuche mit verschieden geformten Vor- und Hinterköpfen u. a. — allerdings nicht einwandfrei — von Durand-Claye[38]), alsdann in mustergiltiger Weise von Engels[39]) angestellt worden.

Aus den Engels'schen Versuchen geht hervor:

1. Ein spitzer Pfeilervorkopf beeinflufst die Sohlengestaltung günstig; hier nimmt die Tiefe der seitlichen, am Übergange von Vorkopf und Pfeiler sich bildenden Kolke ab mit der Zuspitzung des Pfeilers.
2. Eine Abrundung der Vorköpfe ist ohne wesentlichen Einflufs auf die Tiefe der Auswaschung der Sohle gegenüber 1.; hierselbst wird aber der Verlauf der Kolke günstiger, indem diese sich weniger weit vom Pfeiler entfernen als bei 1.
3. Ein senkrecht zur Achse abgeschnittener Pfeilerkopf bedingt starke, weithin reichende, vom Pfeiler sich scharf entfernende Kolke, ist also ungünstig.
4. Die Anordnung eines Pfeilerhinterkopfes ist ohne Einflufs auf die Sohlengestaltung.
5. Die Unterspülung des Pfeilers erfolgt stets an dem der Stromrichtung zugewandten Ende — also oberhalb. Hier hat demgemäfs auch die Sicherung der Brückenpfeiler durch eine Steinschüttung vornehmlich zu erfolgen; letztere soll sich allmählich an das untere Pfeilerende anschliefsen. Bei spitzen Pfeilervorköpfen sind die schwersten Steine der Sohlenbefestigung an der Übergangsstelle von Kopf und Pfeiler, bei runden Vorköpfen unmittelbar oberhalb dieser zur Verwendung zu bringen.

[38]) Ann. des ponts et chaussées 1873, I. S. 467.

[39]) „Schutz von Strompfeilerfundamenten gegen Unterspülungen". Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407; auch als Sonderabdruck erschienen. Berlin, Ernst & Sohn.

Aus praktischen Gründen ist für den Pfeilerkopf eine im Grundrisse nach dem gleichseitigen Dreiecke geformte Zuschärfung mit etwas abgerundeten Kanten, oder die Form eines Halbkreises zu empfehlen.

Bei hohen Talbrücken wurden die Öffnungen früher durch Einfügung von Zwischenbögen in 2 bis 4 Reihen übereinander ausgebaut (Etagenbrücken, s. Taf. VI, Abb. 45 bis 49 und Taf. VII, Abb. 8 bis 13). Wenn man aber das untere Stockwerk nicht zur Überführung einer zweiten Verkehrslinie oder dergl. benutzen kann, so erscheint es zweckmäfsiger, die Zwischengewölbe fortzulassen, da sie kostspielig und schwierig zu unterhalten, ferner dem Schlagregen ausgesetzt sind und den Winddruck auf das Bauwerk steigern, während andererseits eine Verspannung der Zwischenpfeiler nach der Längenachse der Hochbrücke bei zweckmäfsiger Konstruktion ersterer überflüssig erscheint.

Eine Übersicht über bekanntere ein- und mehrstöckige Hochbrücken gibt die nachstehende Zusammenstellung.

No.	Bezeichnung der Viadukte	Höhe in m	No.	Bezeichnung der Viadukte	Höhe in m
	a) Einstöckige Viadukte.		3	Heiligenborn-Viadukt	40,00
1	Aquadukt von Alcantara	85,00	4	Wagner-Viadukt	38,87
2	Desenzano-Viadukt bei Verona	60,00	5	Franztal-Viadukt	37,92
3	Newcastle-Viadukt	46,00	6	Goel-Viadukt bei Aachen	36,71
4	Kalte Rinne-Viadukt	45,66	7	Segovia-Aquadukt	34,00
5	Lockwood-Viadukt	41,48	8	Tarragona-Aquadukt	31,50
6	Fure-Viadukt	40,75		c) Dreistöckige Viadukte.	
7	Comelle-Viadukt	39,29			
8	Steina-Viadukt	36,00	1	Aquadukt von Roquefavour	81,00
9	Görlitz-Viadukt	35,15	2	Aquadukt von Caserta	58,51
10	Starucca-Viadukt	33,33	3	Viadukt von Chaumont	50,00
11	Bietigheim-Viadukt	32,10	4	Viadukt von Albano-Arriccia	50,00
	b) Zweistöckige Viadukte.		5	Pont du Gard bei Nimes	48,77
1	Viadukt über das Elstertal	69,75		d) Vierstöckige Viadukte.	
2	Diedenmühl-Viadukt	51,00	1	Göltzschtal-Viadukt	80,37

§ 20. Die Form und die Stärke der Brückengewölbe. Beides, die Form und Stärke des Gewölbes, steht, wie bereits in § 6 hervorgehoben, in einem inneren Zusammenhange und die Form wiederum mufs den Belastungen in richtiger Weise angepafst sein. Da nun das Eigengewicht des Bogens sich mit seiner Form ändert, so ist klar, dafs die zweckmäfsigste Bogenform im allgemeinen nur durch ein aus Berechnung und zeichnerischer Ermittelung zusammengesetztes Verfahren gefunden werden kann. Die Grundzüge hierfür sind unter B. behandelt worden, weshalb jenen Untersuchungen nur noch wenige Bemerkungen hinzuzufügen sind.

Was die Gewölbeform anbetrifft, so glaubt man vielfach, dafs aus Schönheitsrücksichten ein Halbkreis oder eine halbe Ellipse von vornherein zu bevorzugen sei. Dies mufs jedoch als ein Vorurteil bezeichnet werden. Wenigstens sollte man nicht unterlassen, eine den Bedingungen der Aufgabe gut entsprechende Bogenform zu entwerfen, und dann zu prüfen, ob die äufsere Erscheinung des Bauwerks, welche allerdings niemals unberücksichtigt bleiben darf, durch Abänderung der Bogenform wirklich vorteilhaft verbessert werden kann.

Die allgemein anwendbare Bogenform ist der Korbbogen, indem man alle regelmäfsig verlaufenden krummen Linien aus Kreisbögen zusammenstellen kann, wobei

freilich unter Umständen sehr viele Mittelpunkte nötig werden. Nun liegt aber für die Zusammensetzung des Gewölbebogens aus Kreisbogenstücken kein unmittelbares praktisches Bedürfnis vor, wenn man nicht etwa die Anwendbarkeit des Zirkels für die Anfertigung der Zeichnungen als einen Vorzug ansehen will. Wenigstens für weitgespannte Brücken kann nicht einmal die Rücksicht auf leichte Anfertigung des Lehrgerüstes in Frage kommen, weil die Lehrbögen des letzteren besser durch Festlegung einzelner Punkte und Tangenten mittels Koordinaten, als mit der Schnur von Kreismittelpunkten aus aufgetragen werden. Somit erscheint es nicht nötig, den Gewölbebogen auf die Form einer mathematischen Linie, sei sie nun kreisförmig, elliptisch, parabolisch oder eine Kettenlinie u. dergl., zu beschränken. Allerdings ist vom ästhetischen Standpunkte aus die Kreislinie wegen der gleichmäfsigen Krümmung mit Recht vielfach bevorzugt.

Für die Entwurfsbearbeitung ist es angenehm, von vornherein eine passende Versuchsform zu finden, welche nur noch geringer Abänderungen bedarf. Für die zu bestimmende Bogenform wird am einfachsten der durch den Scheitel und die Kämpfer gelegte Kreisbogen gewählt. Es sei der Halbmesser desselben $= R$ und die Höhe der Belastungsfläche im Scheitel $= z_0$. Will man nun von vornherein wissen, ob der zu wählende Scheitelhalbmesser r gröfser oder kleiner als jenes R anzunehmen ist, so berechne man die Gröfse

$$z = \frac{l^2}{32 f}\left(1 + \frac{64\,c\,f}{l^2 + 4 f^2 + 8\,c\,f}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 68.$$

Je nachdem z gröfser oder kleiner als die wirkliche Belastungshöhe z_0 ist, hat man r kleiner oder gröfser als R zu machen. Diese Regel gilt zwar genau nur für Gewölbe mit wagerecht abgeglichener Belastungsfläche, gibt aber auch für andere Gewölbe einen brauchbaren Anhalt.

Beispiel. Es sei gegeben $l = 30$ m, $f = 10$ m und $c = 1{,}0$ m. Dann ist

$$R = \frac{l^2 + 4 f^2}{8 f} = \frac{900 + 400}{80} = 17{,}25 \text{ m}$$

und

$$z = \frac{900}{320}\left[1 + \frac{640}{900 + 400 + 80}\right] = \text{rund } 4{,}1 \text{ m.}$$

Die innere Bogenlinie wird daher, wenn die Belastungshöhe $z_0 = 4{,}1$ m ist, nur wenig von einem Stichbogen abweichen, während für $z_0 < 4{,}1$ m der Scheitelhalbmesser $r > 17{,}25$ m und für $z_0 > 4{,}1$ m der Scheitelhalbmesser $r < 17{,}25$ m zu machen ist.

Eine ähnliche Regel läfst sich für die Änderungen des Scheitelhalbmessers bei veränderter Belastungsfläche angeben. Wenn nämlich bei unveränderter Scheitelhöhe z_0 die obere Begrenzungslinie der Belastungshöhe nach dem Kämpfer zu ansteigt, so wird r gröfser und wenn sie abfällt, z. B. also Aussparungen über dem Gewölbe vorgesehen werden, so wird r kleiner als bei wagerecht abgeglichener Belastungsfläche.[40])

Die Prüfung und Verbesserung der Versuchsform der Bogenlinie findet am einfachsten auf zeichnerischem Wege in der in § 7 gezeigten Weise statt.

Die Gewölbestärke ist nach den im § 6 gegebenen Gesichtspunkten und Regeln festzusetzen.

Angaben über die Gewölbeabmessungen einer gröfseren Anzahl ausgeführter, vorwiegend neuerer Steinbrücken enthält die auf S. 150 bis 152 gegebene Zusammenstellung. Auf dieselbe sei an dieser Stelle besonders verwiesen.

---

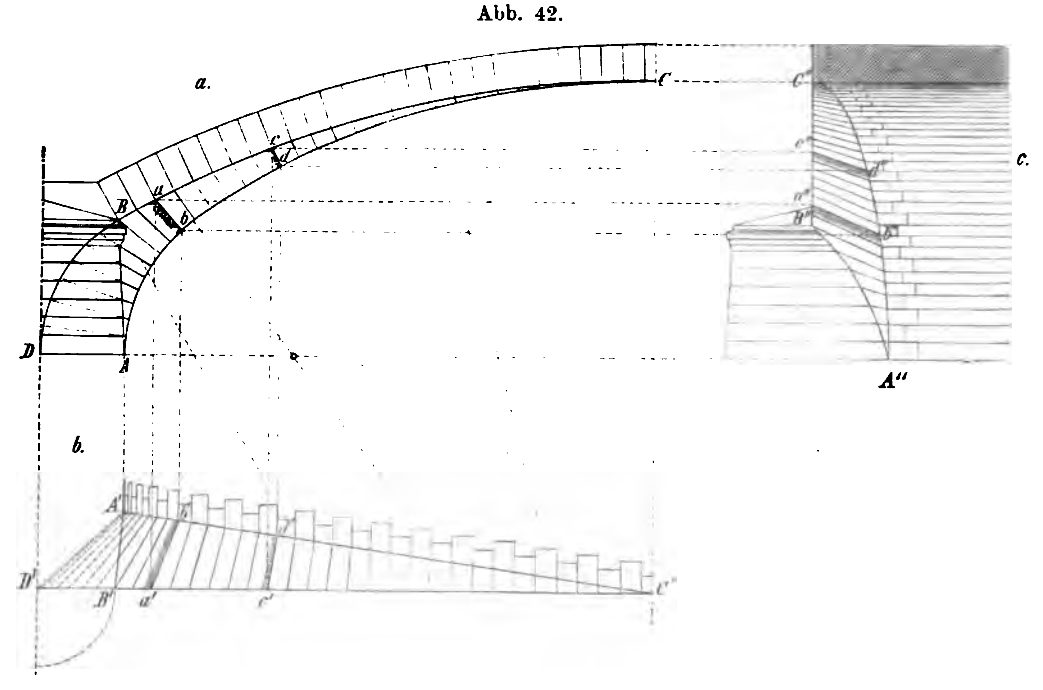
[40]) Wegen der Begründung der obigen Regeln mufs auf den in Anm. 20 auf S. 167 erwähnten Leitfaden verwiesen werden, woselbst die Berechnung und Konstruktion der Form und Stärke der Gewölbe ausführlicher behandelt ist.

§ 21. Die Konstruktion der Brückengewölbe.

1. Steinschnitt und Verband. Die Lagerfugen der Wölbsteine gewölbter Brücken werden nach den Regeln des Steinschnittes — um spitze Winkel an den Kanten der Wölbsteine in den Gewölbeleibungen zu vermeiden — normal zur inneren Wölblinie angeordnet, im übrigen gestaltet sich der Verband der Wölbsteine verschieden, je nachdem die Gewölbe aus Haustein, Backstein oder Bruchstein bestehen.

a) Die Hausteingewölbe erhalten keilförmige Wölbstücke mit ebenen Lagerflächen und mit Stärken, welche der Dicke der Gewölbe entsprechen. Die Länge der Wölbsteine an den Stirnen soll eines guten Verbandes wegen nicht zu gering und etwa gleich ihrer Höhe sein. Die Stofsfugen der einzelnen Wölbschichten müssen abwechseln. Wölbschichten, welche in ganzen Stücken nicht zu beschaffen oder zu schwierig zu versetzen sind, setzt man aus mehreren Steinlagen zusammen und ordnet darin entweder nur Binder oder besser abwechselnd Läufer und Binder an. Grofse Hausteingewölbe sind auch ähnlich wie Backsteingewölbe in 2 bis 3 Ringen eingewölbt worden.

Abb. 42.



Um das Absplittern der Gewölbekanten zu vermeiden und den Gewölbedruck auf die inneren, festeren Teile der Wölbsteine zu lenken, können die Lagerflächen — besonders weit gespannter Gewölbe — mit sogenannten Druckschlägen versehen werden. Die Druckschläge erscheinen besonders zwischen dem Schlufsstein und den beiden Auslaufsteinen und zwischen den beiden Kämpfern und Anlaufsteinen nötig, damit die Druckkräfte des Gewölbes möglichst auf die hierselbst angenommenen Angriffspunkte der Stützlinie geleitet werden. Wegen der hieraus entstehenden, stärkeren örtlichen Inanspruchnahme empfiehlt sich die Anwendung eines besonders festen Materiales zu den Kämpfer- und Anlauf-, sowie zu den Auslauf- und Schlufssteinen.

Einen besonderen Steinschnitt erfordern die an den Stirnen mit den, in § 19 bereits erwähnten Abschrägungen, den sogenannten Kuhhörnern, versehenen Gewölbe. Für ein Gewölbe mit segmentförmigem Stirnbogen uud korbbogenförmiger Wölblinie ergibt sich

dieser Steinschnitt aus Abb. 42, worin $A\,B\,C$, $A'\,B'\,C'$ und $A''\,B''\,C''$ die Abschrägung des Gewölbes im Aufriſs, Grundriſs und Querschnitte darstellen. Zunächst wird der Stirnbogen in eine ungerade Anzahl gleicher Teile eingeteilt, worauf man in den so erhaltenen Teilpunkten die Lagerfugen der Stirnstücke des Gewölbes normal zum Segmentbogen $B\,C$ an der Stirn anordnet. Werden nun in der Vertikalprojektion aus denselben Teilpunkten Normale zum Korbbogen $A\,C$ in der Leibung gezogen und im Grundrisse die Begrenzungslinien $A'\,C'$ der Abschrägungen angenommen, so ergeben sich hieraus die geraden Fugen der Wölbsteine in jenen Abschrägungen auch im Grundrisse und im Querschnitte. So findet man für die beliebigen Fugen $a\,b$, $c\,d$ im Aufrisse, die schrägen Fugen $a'\,b'$, $c'\,d'$ im Grundrisse und $a''\,b''$, $c''\,d''$ im Querschnitte. Von den Teilpunkten des Leibungsbogens $A\,C$ ab verlaufen die Lagerfugen horizontal und erhalten mithin daselbst einen Knick. Während die Wölbsteine in und nahe an dem Scheitel aus einem Stück bestehen, werden die übrigen in den abgeschrägten Teilen der Gewölbe ein- oder mehrmal so gestoſsen, daſs die Stoſsfugen der einzelnen Wölbsteine normal auf deren Lagerfugen stehen. Ähnliche Anordnungen erhalten auch die Kuhhörner derjenigen Gewölbe, deren Leibungsbogen in der lotrechten Projektion Segmentbogen sind (Taf. XIII, Abb. 1 bis 3).

b) Die Backsteingewölbe werden aus einzelnen durchgehenden Wölbschichten, bei gröſseren Gewölbestärken auch wohl aus einzelnen Ringen hergestellt. Bei der ersten Anordnung, welche den besten Verband liefert, werden die Backsteine sortiert und die dünneren zu den inneren, die dickeren zu den äuſseren Schichten, in der Leibung am besten nur als Binder und Dreiviertelbinder verwandt. Eine Zunahme der Gewölbestärke von dem Scheitel nach dem Kämpfer hin wird durch einzelne Absätze erreicht, welche — je nach der Zunahme des Gewölbedruckes — sprungweise um je $\frac{1}{2}$ oder 1 Stein zunehmen (Taf. X, Abb. 14 und Taf. XI, Abb. 11).

c) Die Bruchsteingewölbe werden entweder so ausgeführt, daſs man die Bruchsteine etwas bearbeitet und schichtenweise im Verbande mauert oder daſs man sie trocken versetzt und ihre Zwischenräume mit Mörtel ausstampft.

Bruchsteingewölbe im Verbande erfordern lagerhafte Bruchsteine, welche mit dem Mauerhammer mehr oder minder und zwar so bearbeitet werden, daſs sich daraus möglichst gleich starke Gewölbeschichten mit versetzten Stoſsfugen herstellen lassen. Hierbei sind die Bruchsteine satt in Mörtel zu verlegen, wobei gröſsere Zwischenräume mit passenden Steinsplittern ausgezwickt werden können. Je weniger lagerhaft die Bruchsteine sind, desto besser muſs der zur Verwendung kommende Mörtel sein. Bei der zweiten Herstellungsart werden die Steine trocken auf das verschalte Lehrgerüst aufgebracht und durch Holzkeile oder Metallstreifen in der richtigen Lage (Fugenweite durchschnittlich 25 mm) erhalten. Nachdem hierauf die Lehrgerüste nötigenfalls von neuem eingestellt sind, wird der tunlichst trocken zu haltende Mörtel in die Fugen satt eingestoſsen, worauf die Holzklötzchen u. s. w. herausgenommen und durch Mörtel ersetzt werden.

Ein hervorragendes Beispiel für Bruchsteingewölbe bietet die bereits im Jahre 1854 bis 1855 erbaute Alma-Brücke über die Seine in Paris mit einer Mittelöffnung von 43 m und zwei Seitenöffnungen von je 38,5 m Spannweite. Die mit Kuhhörnern versehenen Korbbogengewölbe dieser Brücke sind mit Ausnahme der aus Hausteinen gebildeten Stirnen von völlig unbearbeiteten an- und übereinander gereihten Bruchsteinen, deren Zwischenräume mit Vassy'schem Zement ausgefüllt wurden, hergestellt. Da diese Bruchsteine (*meulières*), ebenso wie das Material, woraus auch die bekannten französischen Mühlsteine gefertigt werden, bei poröser Beschaffenheit und geringem Gewichte eine

sehr grofse Härte besitzen und der aus einem natürlichen Kalkstein bereitete Vassy'sche Zement in kurzer Zeit fest bindet, so konnte von einem Verbande der Gewölbesteine abgesehen und angenommen werden, dafs ein solches Gufsgewölbe nach völliger Erhärtung des Mörtels eine fest zusammenhängende Masse (gewissermafsen Beton) bilden würde. Erst nach Vollendung des auf die angegebene Weise hergestellten Gewölbes wurden die erwähnten Hausteinstirnen vorgewölbt.

Wie schon in § 1 hervorgehoben, sind für die neueren Bruchsteingewölbe die französischen Ausführungen vorbildlich geworden. In Deutschland für ihre Einführung gewirkt zu haben, ist das besondere Verdienst von Rheinhardt-Stuttgart, welcher durch die Aufstellung seiner Grundsätze über die Kunst des Wölbens[41]), sowie durch zahlreiche wohlgelungene und billige Ausführungen (vergl. Taf. VIII, Abb. 24 bis 42) den Bau von Bruchsteingewölben in hohem Grade gefördert hat. Auf die Ausführungen derselben geht das folgende Kapitel des näheren ein.

d) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk. Um die Gewölbe gegen die Witterungseinflüsse zu schützen oder um ihnen ein besseres Ansehen zu geben, auch aus beiden Gründen zugleich werden Backstein- oder Bruchsteingewölbe an den beiden Stirnen oder an diesen und den Leibungen häufig mit Hausteinen verblendet. Hierbei ist besonders in den Leibungen ein genügend eingreifender Verband und ein gut bindender Mörtel anzuwenden. Da sich der Druck in den Hausteinen anders als in dem übrigen Mauerwerk überträgt, so empfiehlt es sich behufs gleichmäfsiger Druckverteilung, bei Anwendung des gemischten Gewölbemauerwerks die ganze Kämpferschicht aus Quadern herzustellen und auch im Scheitel mindestens eine durchgehende Binderschicht aus Hausteinen einzuschalten.

e) Betongewölbe. Die Anwendung des Betons zur Herstellung von Brückengewölben findet eine stetig zunehmende Verbreitung. Der fertig zubereitete Beton wird auf der Schalung des Lehrgerüstes zwischen den Stirnverschalungen und Brettertafeln, die normal zur Leibung aufgestellt werden, schichtenweise eingebracht und kräftig eingestampft, die Fugen werden nach Beseitigung der Bretter mit Zementmörtel satt gefüllt. Die zwischen den Bretterkästen hergestellten einzelnen Betonstücke wurden bei der Donaubrücke zu Inzigkofen[42]) 1 bis 1,3 m breit gemacht und reichten über die ganze Gewölbebreite hinweg (3,6 m im Scheitel und 4,6 m am Kämpfer). Bei der Rhonebrücke de la Coulouvrenière[43]) erhielten sie ungefähr 1 m Länge. Es liegt daher nahe, zu der Herstellung von Gewölben aus künstlichen Betonquadern überzugehen; der Gewölbeausschufs des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins hat deren Verwendung insbesondere für weitgespannte Brücken empfohlen.[44])

f) Gelenkbrücken. Um zu verhüten, dafs die Stützlinie sich beim Ausrüsten durch Versackung der Widerlager, Wärmeänderungen oder aus anderen Ursachen erheblich aus den Fugenmitten entferne, wurden Gelenke zuerst von Köpcke-Dresden im Jahre 1880 ausgeführt.[45]) Diese Gelenke — Steingelenke — bestanden (Abb. 43) darin, dafs die Kämpfersteine eine hohle, die Gewölbeanfänger dagegen eine gebauchte Lagerfläche mit einem um 5 mm kleineren Stich erhielten. Während zuerst nur Kämpfergelenke ausgeführt wurden, trat später — ebenfalls nach Vorschlag von Köpcke —

[41]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 325, 339 u. 349.

[42]) Leibbrand, Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 279.

[43]) Génie civil 1896, S. 129.

[44]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 20 bis 34.

[45]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374.

Abb. 43.

Abb. 45 *a*.

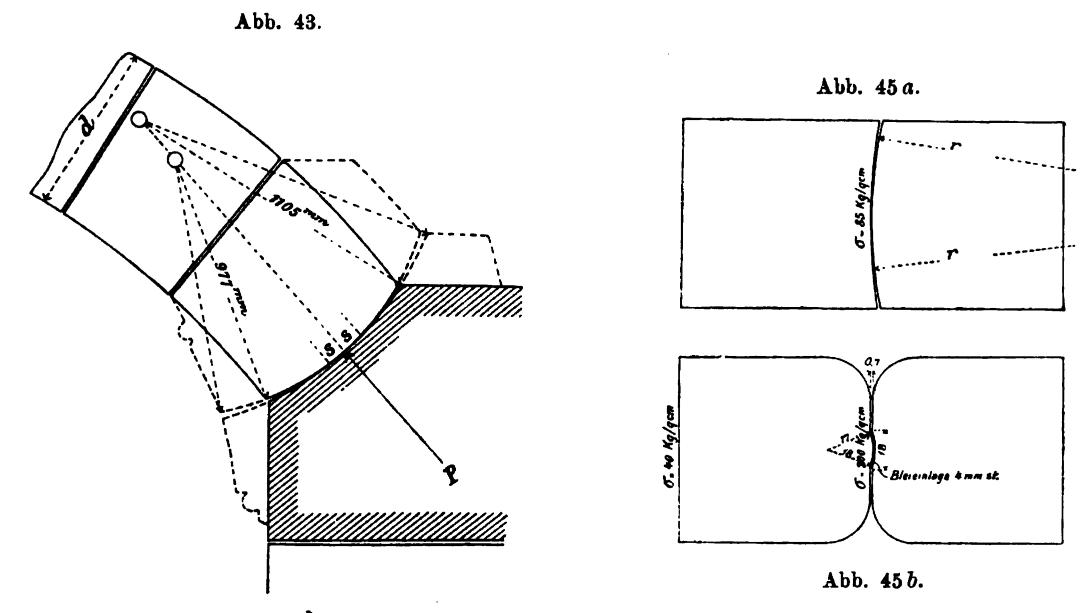
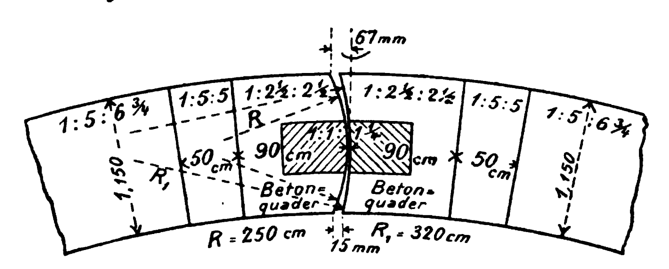


Abb. 45 *b*.

Abb. 44. *Betongelenk der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden.*



auch ein Mittelgelenk hinzu, entweder (Abb. 44 u. 45 *a*) durch einen konvexen und einen konkaven Schlufsstein gebildet, oder in ähnlicher Weise nach Abb. 45 *b* ausgeführt. Als Baumaterial wird sowohl Beton in besonders guter Mischung, als auch ein natürlicher, sehr druckfester Stein verwendet; die zulässigen Beanspruchungen sind meist — entsprechend den auf S. 153 besprochenen Versuchsergebnissen — hoch, und gehen bei Beton bis etwa 90, bei Granit und ähnlichem Material bis zu 200 **kg/qcm.** Zweckmäfsig wird, im besonderen bei natürlichem Steine, in der Gelenkfuge zur gleichmäfsigen Druckübertragung und innigen Berührung eine etwa 4 **mm** starke Bleieinlage eingefügt.

Die Berechnung dieser auf einander abrollenden, bei Stein- und Betonbrücken verwendeten Gelenke erfolgt nach Köpcke unter der Annahme, dafs sich die in der Berührungsfuge auftretende, gröfste Zusammendrückung auf die Höhe h des Gelenksteins erstrecke und dafs die Pressungsfläche eine Ebene werde.

Den Wert der Zusammendrückung $= \lambda$ berechnet hiernach Köpcke zu:

$$\lambda = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot P^2 \cdot h^2}{32 \cdot \rho \cdot E^2}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 69.$$

worin P den Druck auf das Gelenk, ρ den Krümmungsradius der Gelenkfläche, E den Elastizitätskoeffizienten darstellt. Die Breite der Berührungsfläche $= 2s$ (Abb. 43) folgt alsdann aus der Beziehung: $s = \sqrt{2 \rho \lambda}$; weiter ergibt sich die gröfste Inanspruchnahme in der Berührungsfläche nach der Elastizitätsgleichung: $\sigma : E = \lambda : h$; $\sigma = \frac{\lambda}{h} \cdot E$.

M. Leibbrand berechnet[46]) auf Grund der Hertz'schen Theorie über die Beanspruchung zweier, unter der senkrecht wirkenden Kraft P sich berührender Zylinderflächen die halbe Breite der Abflachung s nach der Gleichung:

$$s = \frac{8}{3}\sqrt{\frac{P}{\pi \cdot E} \cdot \frac{1}{\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 70.$$

und die gröfste Druckbeanspruchung nach:

$$k = \frac{2P}{\pi \cdot s} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 71.$$

wobei r_1 und r_2 die in Frage stehenden Krümmungsradien bedeuten.

Wird ein r-Wert $= \infty$, so geht Gleichung 70 in die Form

$$s = \frac{8}{3}\sqrt{\frac{P \cdot r}{\pi E}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 71^a.$$

über.

Die Gröfse der Zusammendrückung (λ) ergibt sich, als Parabelpfeil berechnet, nach Leibbrand zu:

$$\lambda = \frac{s^2}{4r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 72.$$

Weitere Formeln für die Berechnung der Gelenke gibt Barkhausen im Zentralblatt der Bauverwaltung vom Jahre 1900, S. 232; es sei hierselbst darauf verwiesen.

Eine zweite Art von Gelenken bilden die durch v. Leibbrand in Stuttgart seit 1885 an den Kämpfern und im Scheitel als gelenkartige Einlagen angewandten Bleiplatten. Während bei den ersten derartig ausgeführten Brücken die Bleiplatten das innere Drittel der Fuge einnahmen, wurde bei späteren Ausführungen die Breite der Bleistreifen so weit vermindert, als dies mit Rücksicht auf die Druckfestigkeit des Bleies und des Wölbmaterials zulässig erschien; hierdurch wurde die gelenkartige Wirkung der Einlagen einerseits erhöht, andrerseits die Ausweichung der Drucklinie auf eine schmale Zone eingeschränkt.

Blei eignet sich deshalb besonders zu gelenkartigen Einlagen, weil es die Fähigkeit besitzt, unter starkem Drucke seitlich auszuweichen, also durch Vergröfserung der Druckfläche selbst eine Pressungsverminderung herbeizuführen. Während die Druckfestigkeit des gewöhnlichen Gufs- und Walzbleies — an 15 **mm** dicken Scheiben erprobt — nur etwa 120 **kg/qcm** i. M. beträgt, und darüber hinaus das Blei zu fliefsen beginnt, vergröfsert ein geringer, etwa 5%iger Zusatz von Antimon die Druckfestigkeit erheblich, zugleich die Neigung, unter einem stärkeren Druck seitlich auszuweichen, nicht vermindernd; so begannen 2,5 **cm** starke Platten von 7 **cm** Seitenlänge erst bei einer Pressung von 500 **kg/qcm** zu fliefsen. Die zulässige Inanspruchnahme bis nahe an den Fliefspunkt auszudehnen, erscheint bei den vorerwähnten Eigenschaften des Bleies ungefährlich. Dafs man dem Walzblei gegenüber dem Gufsmaterial den Vorzug gibt, liegt in der gröfseren Dichtigkeit und Gleichartigkeit, sowie seiner einfacheren Handhabung begründet. Gegenüber Wasser, Luft und ätzkalkfreiem Mörtel ist, wie Untersuchungen von Dr. Knorre[47]) bezeugen, der Widerstand des Bleies ein völlig genügender. Meist sind Walzbleistreifen von 1 **m** Länge und 20 bis 25 **mm** Stärke zur Verwendung gekommen und zwar mit einem gegenseitigen Abstand von 10 **cm** und 5 **cm** Entfernung von der Stirn. Über den Gelenkfugen bleiben Mauer- bezw. Betonschlitze offen, während die Gelenkfugen selbst,

---

[46]) Vergl. Die Neckarbrücke bei Neckarhausen in Hohenzollern. Zeitschr. f. Bauw. 1903 (auch als Sonderabdruck erschienen), woselbst auch Einzelheiten einer Gelenkberechnung zu ersehen sind.

[47]) Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 225.

nachdem das Gewölbe unter seiner Eigenlast seinen Gleichgewichtszustand gefunden hat, mit Zementmörtel in der Regel ausgegossen werden, vorwiegend um das Blei vor langsamer Zerstörung zu sichern. Nach v. Leibbrand[46]) wäre es jedoch richtiger, die Bleifugen dauernd offen zu lassen, weil alsdann für jede Belastungsweise der Brücke eine Gewähr für die eng begrenzte Lage der Drucklinie gegeben und das Auftreten von Nebenspannungen durch Temperatureinflüsse verhindert ist. Allerdings bleibt auch zu berücksichtigen, dafs, nachdem das Gewölbe unter seiner Haupt- (Eigen-) Belastung zur Ruhe gekommen, eine nur geringe Verschiebung der Drucklinie bei Hinzutreten beweglicher Lasten eintreten wird. Jedenfalls dürften Bleieinlagen, abgesehen von ihren sonstigen, vorstehend besprochenen günstigen Eigenschaften, diejenigen Gelenkausbildungen sein, welche sich am besten der Natur des Steingewölbes anpassen, da sie nur als Fugenausbildungen wirken. Hier ist auch fast stets die übliche Form des Gewölbes, beruhend auf einer Zunahme seiner Stärke vom Scheitel zum Kämpfer, innegehalten.

Eine dritte, im besonderen bei Betonbrücken angewandte Gelenkkonstruktion besteht in der Anwendung stählerner Druckschienen (Abb. 20 bis 23, Taf. VIII, Donaubrücke zu Munderkingen, sowie Abb. 46, Neckarbrücke zu Tübingen und Abb. 47*a* u. *b*). In Munderkingen gehen die Gelenke nicht in einem Stück auf die ganze Länge durch, sondern bestehen bei 7,5 m Gewölbebreite aus 12 einzelnen, je 50 cm langen, mit 659 **kg/qcm** beanspruchten Stahlschienen von 70 mm Breite und 25 mm Dicke. Die Schienen sind mit Hilfe einfacher Einschubleisten auf flufseisernen, aus je 3 I-Eisen und Blechplatten gebildeten Kästen befestigt, welche, an Stelle der Gewölbequader tretend, den Druck der Gelenke auf ausreichende Betonflächen überleiten. Ähnlich sind die in Abb. 46 u. 47 *a* u. *b* dargestellten Gelenke ausgeführt; während in Abb. 46 (Tübingen) die Druckübertragung der Stahlschienen durch Gufseisenplatten und 3 mm starke Bleieinlagen auf Granitquader erfolgt, sind in Abb. 47*a* die Gelenkschienen mit Hilfe von Bleieinlagen auf Stühlen gelagert, in Abb. 47*b* jedoch unmittelbar in den Granit gebettet.

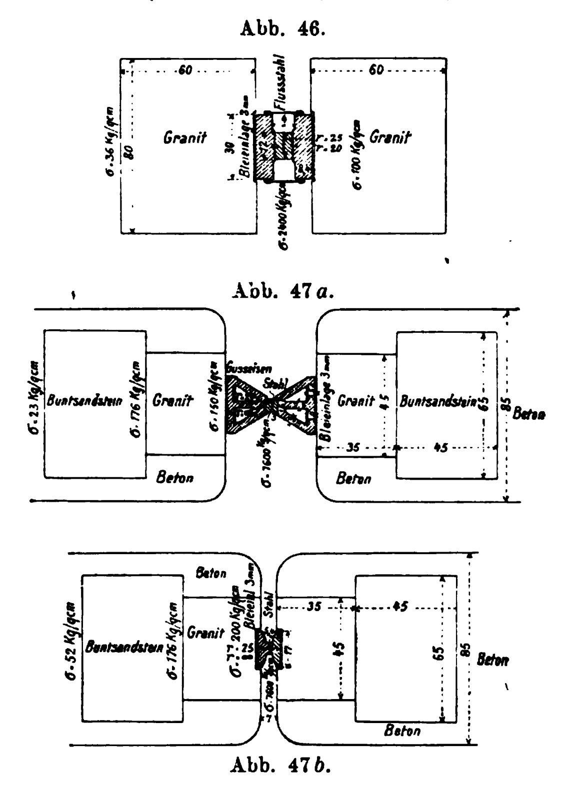


Abb. 46.

Abb. 47*a*.

Abb. 47*b*.

Wenn auch — nach M. Leibbrand — derartige Gelenke, bei denen die einzelnen Teile aufeinander rollen, einen sehr geringen Widerstand gegen Drehung leisten, so ist deren genaues Versetzen und Anpassen an die Wölbsteine doch mit derartigen Schwierigkeiten verbunden, dafs die Übereinstimmung von Rechnung und Ausführung im allgemeinen nicht gewährleistet werden kann; auch sind die Gelenke — wegen der Verwendung von Stahl — teuer. Ihre Berechnung erfolgt in gleicher Weise wie die der zuerst erwähnten Steingelenke.

---

[46]) Fortschr. d. Ing.-Wissensch. Heft: Gewölbte Brücken, von K. v. Leibbrand. Leipzig 1897. S. 48.

Eine vierte Art der Gelenke, welche in ihrer Form dem Steinbrückenbau allerdings am wenigsten angepafst erscheinen, sind einfache Bolzengelenke (Abb. 48, Neckarbrücke zu Neckarhausen)[49]), bestehend aus zwei Reihen gufseiserner, auf Biegung als Träger gleichen Widerstandes zu berechnender Lagerstühle und den zwischen ihnen liegenden zylindrischen Stahlbolzen (Durchmesser 10 cm). Dafs Bolzengelenke bei zweckentsprechender Herstellung den stählernen Rollgelenken hinsichtlich des erzeugten Reibungswiderstandes und der hierdurch für das Gewölbe bedingten Zusatzspannungen wenig nachstehen, ist durch Versuche von Föppl (Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 197) erwiesen.

Abb. 48.

M. Leibbrand bezeichnet diese Bolzengelenke im Vergleiche zu anderen Gelenkanordnungen als billig, bequem zu versetzen und sicher wirkend.

Die Berechnung eines Gelenkes nach den vorstehenden Gleichungen 70 bis 72 möge das nachfolgende Beispiel zeigen.

Beispiel. Ein Scheitelgelenk, nach Abb. 47 *a* ausgebildet, möge aus 14 einzelnen Stühlen von je 30 cm Länge bestehen. Der Horizontalschub sei zu 1530000 **kg** für die gesamte Brücke bestimmt. Es ergibt sich hieraus die das Gelenk auf 1 cm Länge beanspruchende Kraft P zu:

$$P = \frac{H}{14.30} = \frac{1530000}{14.30} = \text{rd. } 3640 \text{ kg/cm}.$$

Weiter sei $r_1 = 25$ cm, $r_2 = \infty$, $E = 2200000$ **kg**/qcm. Alsdann folgt aus Gleichung 70:

$$s = \frac{8}{3} \sqrt{\frac{3640 . 25}{3,14 . 2200000}} = 0,306 \text{ cm};$$

$$2s = 0,612 \text{ cm} = 6,12 \text{ mm}.$$

Hieraus folgt weiter nach Gleichung 71:

$$k_{max} = \frac{2 . P}{\pi . s} = \frac{2 . 3640}{3,14 . 0,306} = 7577 \text{ kg/qcm};$$

da diese Spannung sehr hoch ist, dürfte eine andere Gelenkform (Bolzengelenk) oder ein erheblich gröfserer Wert von r_1 sich empfehlen.

Die Gröfse der Zusammendrückung folgt aus Gleichung 72:

$$\lambda = \frac{s^2}{4 r_1} = \frac{0,094}{4 . 25} = 0,00094 \text{ cm} = \text{rd. } \frac{1}{100} \text{ mm}.$$

Auf die theoretisch richtige Form der Dreigelenkgewölbe, welche eine gröfste Stärke zwischen Scheitel und Kämpfer erfordern, ist bereits auf S. 187 eingegangen, während die Frage, ob Gelenke in massiven Brücken überhaupt notwendig oder zu empfehlen sind, im nächsten Kapitel bei Besprechung der Gewölbeherstellung eingehend erörtert wird.

2. Die Hintermauerung und Abdeckung der Gewölbe. Bei flachen, nach der Stützlinie konstruierten Gewölben bedarf es zwar aus statischen Gründen einer Hintermauerung der Gewölbe nicht, jedoch verlangen hier praktische Rücksichten meist eine solche. Hingegen ist bei steileren, im besonderen den Halbkreisgewölben die Übermauerung bestimmt, einen Teil des seitlichen Gewölbedruckes aufzunehmen; sie stellt demgemäfs ein wichtiges Konstruktionsglied dar. Zudem soll die Übermauerung — als untergeordneter Bauteil — eine Unterlage für die Abdeckung des Gewölbes bilden, welche ohne ihre Hilfe von den unteren, steileren Gewölbeflächen abgleiten könnte; des weiteren wird sie zur Ausfüllung der Zwickel zwischen den einzelnen Gewölben notwendig, wenn bei Brücken mit mehreren Öffnungen nach den Widerlagern oder

[49]) Diese Gelenkform wird im besonderen von M. Leibbrand zur Ausführung empfohlen und ist u. a. auch bei der Inzigkofener Brücke zur Anwendung gelangt.

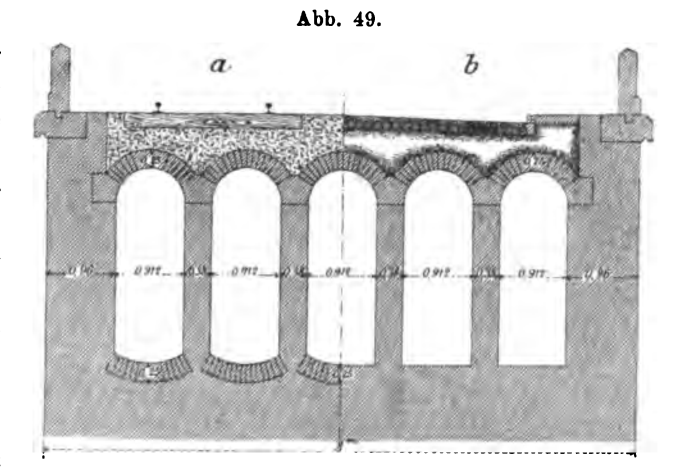
wenigen besonderen Pfeilern bezw. durch den Gewölbescheitel entwässert wird. Zugleich bildet die Übermauerung auch einen in seiner Wirkung nicht zu gering zu veranschlagenden Schutz für das Gewölbe, im besonderen gegenüber dem Eindringen von Feuchtigkeit sowie in Hinsicht auf eine Herabminderung der Stöfse der Verkehrslast.

Soweit die Übermauerung nur Füllmauerwerk ist, also keine bedeutendere Tragfähigkeit zu besitzen braucht, wird sie meist aus einer mageren Betonmasse (1 : 4 : 8 bis 1 : 5 : 10) gebildet, welche jedoch so beschaffen sein und hergestellt werden mufs, dafs die darauf liegende Abdeckung nicht durch ein Setzen der Füllmasse Risse bekommt.

Statt des vollen Füllmauerwerks ordnet man, im besonderen bei weit gespannten Brücken, Hohlräume im Mauerwerke an. Wenn hierbei auch der Einheitspreis des auszuführenden Mauerwerkes ein erheblich höherer als der der Hintermauerung wird, so ist doch, abgesehen von Schönheitsrücksichten, für die vorwiegend eine Gliederung gröfserer Stirnflächen spricht, durch die gewählte Anordnung eine Verminderung der auf Gewölbe und Pfeiler einwirkenden Lasten zu erreichen und zudem eine bessere Austrocknung des Gewölbes, oft auch eine Zugänglichkeit dieses zu erzielen. Nach Housselle (Handb. der Baukunde III. 4, Brückenbau, S. 351) liegt die Grenze, bis zu welcher Füllmauerwerk, über die hinaus jedoch Entlastungsgewölbe (Aussparungen) vorzusehen sind, etwa bei einer Spannweite von 12 bis 13 m.

Die Anordnung der Hohlräume selbst kann sowohl durch Entlastungsgewölbe erfolgen, deren Achse parallel als auch rechtwinkelig zu derjenigen des Hauptgewölbes verläuft; sie kann sich nur über das Gewölbe oder Widerlager und Zwischenpfeiler oder über beide gemeinsam erstrecken. Liegen die Aussparungen normal zur Gewölbe-, also parallel zur Brückenachse (Längsaussparungen), so werden meist auf dem Gewölberücken zwischen den Stirnmauern und mit diesen gleichlaufend Zungenmauern aufgeführt, welche entweder überwölbt (Abb. 49, sowie Abb. 8, 9, 13, 14, 17, 19, Taf. VIII u. a. m.) oder mit Platten überdeckt werden (Abb. 25 bis 34, Taf. VIII). Soll, wie bei Talbrücken vielfach üblich, die Aussparung in möglichster Ausdehnung über dem Gewölbezwickel erfolgen, so stützen sich (Abb. 50, Ruhrviadukt bei Herdecke[50]) die Zungenmauern zweckmäfsig auf kleine, zwischen die Hauptgewölbe gespannte Stichbögen. Die Zugänglichkeit der Hohlräume wird meist durch Einsteigeschächte von der Fahrbahn aus bewirkt.

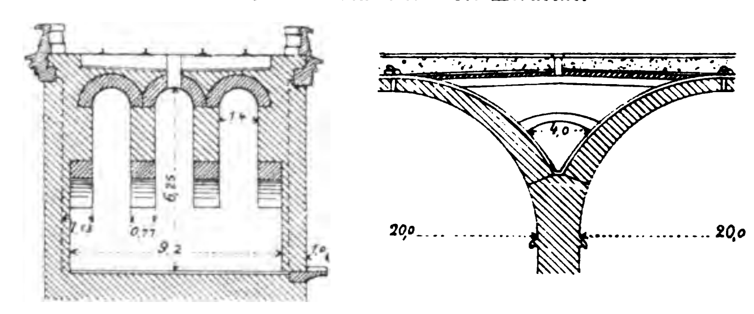
Abb. 49.



Bei Anordnung der Längsgewölbe ist insofern vorsichtig zu verfahren, als man sich überzeugen mufs, dafs nicht etwa durch den seitlichen Druck der kleinen Gewölbe die Stirnmauer nach aufsen gedrückt wird. Da diese Wirkung noch durch den Seitendruck der Überschüttungserde, durch Frostwirkungen, seitliche Stöfse der beweglichen Lasten u. s. w. vergröfsert wird, empfiehlt es sich, die Stirnmauern so zu konstruieren, dafs durch den Gewölbe-

[50]) Zeitschr. f. Bauk. 1881. Abb. 50 siehe nächste Seite. — Handbuch der Baukunde: Erdarbeiten, Strafsenbau, Brückenbau. Berlin 1892. S. 353.

Abb. 50. *Ruhrtalbrücke bei Herdecke.*



druck in ihrem Innern keinerlei Zugspannung erzeugt wird, die Mittelkraft hierselbst also nicht aus dem Kerne heraustritt. Hin und wieder nehmen bei Eisenbahnbrücken die Abstände der Zungenmauern nach der Mitte derart zu, dafs genau unter jeder Schiene eine Längsmauer zu stehen kommt; alsdann übertragen wenigstens die Verkehrslasten keine oder nur unwesentliche Schübe auf die Stirnmauern. Selten ist eine Verankerung der Stirnmauern über dem Scheitel der Zwischengewölbe ausgeführt; ein Beispiel dieser nicht nachahmenswerten Konstruktion liefert der Moorswater-Viadukt der Cornwall-Bahn.

Werden Quergewölbe, d. h. solche verwendet, welche quer zur Brückenrichtung verlaufen, deren Achsen also parallel denen der Hauptgewölbe liegen, so werden die Aussparungen meist in Form besonderer sekundärer, auf den Hauptgewölben stehender Viadukte ausgeführt. Die grofsen französischen, österreichischen und deutschen Bruchsteingewölbe (s. Taf .VII, IX u. X, sowie Abb. 51, Berliner Stadtbahn) geben hierfür hervorragende Beispiele.

Abb. 51. *Spreebrücke der Berliner Stadteisenbahn.*[51])

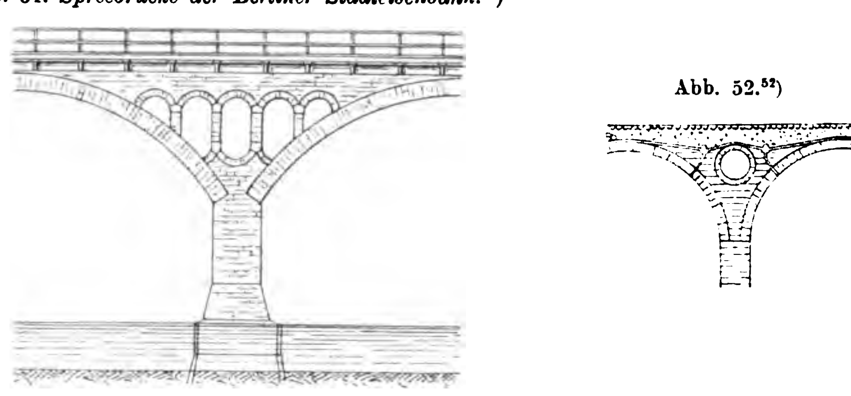


Abb. 52.[52])

Nicht selten erhalten die Spargewölbe auch eine Ring- oder ähnliche Form (Abb. 52 und Abb. 43, 44, Taf. VI, Abb. 18, Taf. VII) und durchdringen alsdann die Gewölbestirnen, so dafs sie von aufsen sichtbar und zugänglich sind.

Hin und wieder werden auch die Seitenmauern der Spargewölbe durchbrochen oder in einzelne Pfeiler aufgelöst (Abb. 6, Taf. XI, Abb. 1 bis 7, Taf. VII u. a. m).

Die zum Schutze der Gewölbe gegen die von oben her eindringende Nässe dienende Abdeckung besteht in einfachen Fällen aus einer 2 bis 3 **cm** starken Zementschicht, besser aus einer in Zement verlegten einfachen oder doppelten Ziegelflachschicht, die man meist noch mit einer schwachen Zementschicht berappt. Da der Zement durch die Verkehrsstöfse leicht Risse bekommt, so wird die Abdeckung häufig noch mit einer

[51]) u. [52]) Handbuch der Baukunde: Erdarbeiten, Strafsenbau, Brückenbau. Berlin 1892. S. 352 u. 353.

zähen, etwas nachgiebigen Asphaltschicht von 1 bis 1,5 cm Stärke überzogen oder, weil auch diese nicht immer frei von Rissen bleibt, durch eine Abdeckung mit Asphaltfilz oder Asphaltpappe überdeckt. Die von Jeserich-Berlin und Büsscher und Hoffmann in Eberswalde gelieferten Asphalt-Filzplatten erhalten bei 81 cm Breite beliebige Längen (bis 30 m) und werden über dem Gewölberücken so im Verbande verlegt, dafs sie sich an den Kanten gegenseitig überdecken. Ein ähnliches Material ist Tektolith, eine Asphaltplatte mit innen liegendem, gegen Fäulnis besonders getränktem Gewebe. Tektolith wird in 10 m langen und 1 m breiten Rollen geliefert. Als die vergleichsweise beständigste, aber auch kostspieligste, heute vorwiegend nur noch zur Sicherung von gewölbten Kanalbrücken verwendete Abdeckung ist diejenige aus 2 bis 3 mm starken Bleiplatten zu betrachten; dieselben werden an den Rändern verlötet und bilden so eine zusammenhängende Schutzdecke.[53])

Soll ein Betongewölbe wasserdicht hergestellt werden, so ist es mit einem dickbreiigen Zementmörtelverputz zu versehen (1 : 2 bis $2^1/_2$ + 0,1 Fettkalk in Form von Kalkmilch) und dieser Putz in 2 bis 3 Lagen von je etwa 10 mm Stärke auf die rauhe und gereinigte Betonfläche aufzubringen. Nachdem der Mörtel abgebunden hat, wird noch eine Schicht reiner Zementbrei aufgetragen und mit Filzscheiben fest eingerieben.

§ 22. Die Brückenbahn.

1. Die Verkehrsbahn der Eisenbahnbrücken. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken erhält meist genau denselben Oberbau, wie die freie Strecke, also ein etwa 0,5 m hohes, wasserdurchlässiges, aus Kies oder Steinschlag bestehendes Schwellenbett. Dieses wird auf jeder Seite von einer mit Platten abgedeckten Stirnmauer eingefafst.

Ausnahmsweise hat man, um das Wasser gar nicht in das Schwellenbett eindringen zu lassen, den Raum zwischen und neben den Schwellen mit seitlichem Gefälle gepflastert und diese Pflasterung mit Rinnsteinen eingefafst, welche den gröfsten Teil des Wassers von der Oberfläche der Fahrbahn ableiten.[54]) Damit das Wasser durch die Schienenstränge hieran nicht gehindert wird, werden dieselben auf Langschwellen gelegt, die auf wagerechten, etwas über das Pflaster hervorragenden Querschwellen ruhen. Das wenige, durch das Pflaster eingedrungene Sickerwasser fliefst von dem Rücken des Gewölbes durch gufseiserne, in dessen Scheitel angebrachte Röhren ab. Bei Anwendung von Steinwürfeln statt der Schwellen hat man bisweilen zwischen und unter den ersteren eine Pflasterung mit Gefälle zwischen den Schienensträngen eingeschaltet und hier die Entwässerung durch gufseiserne, in die Scheitel der Gewölbe eingesetzte Röhren bewirkt.[55]) Derartige Anordnungen gelten heute als veraltet.

Die auf den Gewölbestirnen ruhenden Stirnmauern, welche samt den Gesimsplatten die seitliche Begrenzung der Überschüttung und des Oberbaues bilden, erhalten eine dem Seitendrucke der Hinterfüllung oder der Zwischengewölbe entsprechende Stärke von 0,6 bis etwa 1,75 m. Diese Dicke wächst mit der Höhe der Stirnmauer, welche über den Bogenscheiteln am kleinsten, über den Pfeilern am gröfsten ist. Hinter den Gesimsplatten erhalten die Stirnmauern zur Ableitung des Wassers eine mehr oder minder starke, durch einen Zementüberzug, eine in Zement gelegte Ziegelflachschicht oder Asphaltbekleidung geschützte Abschrägung. Als notwendig ist es zu bezeichnen, die Gewölbeabdeckschicht an der ganzen Innenseite der Stirnmauer hochzuführen und bis unter die Gesimsplatte zu verlängern.

Die Gesimse (Taf. XIII, Abb. 1 bis 9, 14, 21 u. a.) dienen sowohl zum Schmucke der Brücke, als auch der Stützung der Brüstungen. Sie erhalten meist eine der Brückenbahn mindestens gleiche Höhe und ruhen unmittelbar auf den Stirnmauern, werden

[53]) Angewendet u. a. bei den Backsteingewölben der in der Linie Lahnstein-Güls erbauten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz.

[54]) Diese Anordnung besitzen u. a.: Der Indre-Viadukt mit 59 Bogen von je 9,8 m Spannweite und der Neifse-Viadukt bei Görlitz mit 34 Bogen von 17 bis 22,28 m Spannweite.

[55]) Z. B. bei der Main-Neckar-Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt. Zeitschr. f. Bauw. 1856.

vielfach aus Hausteinen hergestellt und erhalten je nach der künstlerischen Behandlung der Brücke eine mehr oder minder reiche Ausgestaltung. Die Gesimse von Eisenbahnbrücken mit 0,5 m hohem oder höherem Schwellenbett werden bisweilen aus zwei übereinander gelegten Plattenschichten zusammengesetzt, wovon die obere meist das Hauptgesims, die untere einen Fries oder ein Konsolengesims bildet (Beispiele auf Taf. XIII).

Die zum seitlichen Abschlusse der Verkehrsbahn nach den beiden Stirnseiten hin dienenden Brüstungen erhalten eine Höhe von 0,75 bis 1 m. Bei Anwendung von Stein erhalten sie Dicken von 20 bis 25 cm und werden teils zusammenhängend, teils durchbrochen hergestellt. Für Eisenbahnbrücken, welche zugleich dem Strafsenverkehre dienen, empfehlen sich geschlossene, für den Eisenbahnverkehr allein dienende Brücken mehr oder minder stark durchbrochene Brüstungen aus Haustein oder aus Backstein mit Deckplatten aus Haustein. Um die lichte Breite der Brückenbahn nicht zu verringern, werden die Gesimsplatten nicht selten um 20 bis 25 cm vorgekragt und die Brüstungen auf diesen Vorsprung gestellt (Abb. 53). Geringeren Raum erfordern die eisernen Geländer, welche jedoch zu dem massiven Charakter gewölbter Brücken weniger gut passen. Unumgänglich sind sie meist bei älteren gewölbten Brücken, wenn solche des gesteigerten Verkehres wegen, ohne Umbau der Pfeiler und Gewölbe, möglichst verbreitert werden sollen. Bei Anordnung eiserner Brüstungen eignet sich das Gufseisen zu reicher gehaltenen, das Schmiedeisen zu einfacheren Formen. Vielfach gehen aber auch beide Materialien Hand in Hand, wie das ebenso zweckmäfsige wie billige Geländer der Berliner Stadtbahn beweist. Bisweilen werden über den End- und Zwischenpfeilern steinerne und zwischen denselben eiserne, in die Gesimsquader eingelassene Brüstungen angeordnet, wodurch die letzteren etwas stabiler werden.

Abb. 53. *Loire-Brücke bei Roanne.*

2. Die Verkehrsbahn der Strafsenbrücken. Die Fahrbahn der Strafsenbrücken besteht entweder aus einer 20 bis 30, im Mittel 25 cm starken Chaussierung oder einer Pflasterung, je nachdem sich die Brücke in einer chaussierten oder gepflasterten Strafse befindet. Bei längeren Chausseebrücken mit geringem Gefälle werden die Fahrbahnen, der besseren Entwässerung halber, jedoch besser gepflastert. Städtische Strafsenbrücken werden schon des besseren Aussehens, besonders aber der gröfseren Festigkeit und Dauer wegen gepflastert, oder eines sanfteren und geräuschloseren Fahrens wegen mit einem Asphaltbelage oder mit Holzpflaster versehen.

Die etwas über die Fahrbahn erhöhten Fufswege bestehen in den einfachsten Fällen aus Schichtenpflaster ohne oder mit Bordsteinen. Im ersteren Falle schliefst das

Pflaster, im letzteren Falle der Bordstein an die gepflasterten Rinnen der Fahrbahn an. In den Fällen, wo ein besseres Aussehen und gröfsere Bequemlichkeit verlangt wird, wird das Schichtenpflaster durch feines Mosaikpflaster, eine Asphaltlage auf Beton oder durch einen Plattenbelag aus Steinen mit rauh bearbeiteter Oberfläche ersetzt. Statt der gepflasterten Rinnen können auch besondere Rinnsteine gelegt oder (seltener) die Rinnen an die oben erwähnten Bordsteine angearbeitet werden.

Die Gesimse werden ähnlich wie bei Eisenbahnbrücken behandelt. Die Brüstungen, welche bei Strafsenbrücken unentbehrlich und so stark herzustellen sind, dafs sie einen wirksamen Schutz gegen das Herabstürzen von Wagen und Fufsgängern gewähren, halten den besonders für den Fufsverkehr lästigen Wind am besten ab, wenn sie massiv und geschlossen sind. Steinbrüstungen — im besonderen durchbrochene — geben der Brücke meist ein eleganteres Ansehen, vermindern aber, wenn nicht weit heraustretende Gesimssteine Verwendung finden sollen, die Breite der Brückenbahn um 40 bis 50 cm, ein Nachteil, der bei Anwendung von eisernen Brüstungen fast ganz entfällt. Werden in die Brüstungen, z. B. über den Pfeilern, stärkere Quader oder aus stärkeren Quadern konstruierte Nischen eingeschaltet, so können die zwischen denselben befindlichen Teile der Brüstungen etwas schwächer gehalten werden. Die steinernen Brüstungen läfst man meist mit einer Feder von 2 bis 3 cm Höhe in eine entsprechende Nut der Gesimsplatten eingreifen (Abb. 49 auf S. 223).

3. Die Unterstützung der Verkehrsbahn. Sie besteht bei kleinen Brücken und flachen Gewölben gewöhnlich aus einer Überschüttung der Gewölbeabdeckung mit wasserdurchlässigem Material, als: Sand, Kies oder Schotter, bisweilen in einer Übermauerung oder Ausbetonierung der Bogenzwickel; in diesem Falle ist ein billiges Füllmauerwerk (Sparbeton) ausreichend (vergl. S. 223). Daselbst ist auch die Anordnung der unter der Fahrbahn liegenden Spargewölbe behandelt.

Um eine schnelle Wasserabführung auf den Abdeckschichten zu ermöglichen, empfiehlt es sich, für die untersten Schichten des Überschüttungsmaterials gröberen Kies, Schotter und dergleichen zu verwenden. Allerdings ist hierbei darauf zu achten, dafs durch scharfkantige Steine keine Verletzung der Abdeckschicht eintritt; bei den sächsischen Staatseisenbahnen hat man deshalb die letztere noch durch besondere, die ganze Übermauerung bedeckende engreihige Holzgitter gesichert, auf welche erst die Steinschüttung zu liegen kommt.

§ 23. Die Entwässerungsanlagen. Die Entwässerungsanlagen der Strafsenbrücken bezwecken sowohl eine unmittelbare — oberflächliche — Entfernung des Wassers von der Fahrbahntafel, als auch die Abführung des durch letztere eingedrungenen Sickerwassers, während bei Eisenbahnbrücken mit ihrer durchlässigen Fahrbahn fast die gesamten Niederschläge in Form von Sickerwasser über den Abdeckschichten abzuleiten sind. Als Hauptgrundsatz gilt rasche Ableitung des Wassers auf dem sichersten Wege.

Abgesehen von der bei Strafsenbrücken normal durch Rinnen und ausreichendes Längsgefälle dieser zu bewirkenden Oberflächenentwässerung kann die Ableitung des Sickerwassers erfolgen:

a) Hinter die Widerlager mit Hilfe von Kiesschüttungen, Steinpackungen oder Sickerkanälen, welche das Wasser leiten,

b) nach den Stirnen (s. die Entwässerung der Nydeckbrücke über die Aare bei Bern, Taf. XIII, Abb. 14); hierbei wird jedoch, wenn die Entwässerung nicht durch weit ausladende Rohransätze stattfindet, das Aussehen des Mauerwerks vielfach geschädigt,

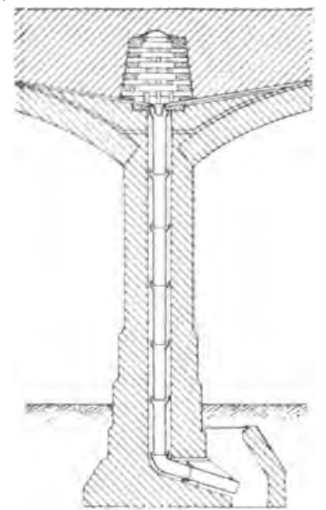
c) durch die Scheitel oder Schenkel der Gewölbe, mit Anwendung von gufseisernen und tönernen Abfallrohren, welche vielfach mit den Einläufen der Rinnsteine in Verbindung stehen (Taf. XIII, Abb. 20), oder — auf wenig empfehlenswertem Umwege —

d) nach den Zwischengewölben, ebenfalls mit Anwendung gufseiserner oder tönerner Abfallrohre,

e) durch die Mittelpfeiler mittels senkrechter, unten seitwärts abgezweigter Abzugskanäle oder Abzugsrohre (s. Taf. VI, Abb. 28, sowie Abb. 54 u. 55).

Die Entwässerung hinter die Widerlager erscheint für kürzere Eisenbahnbrücken besonders vorteilhaft, da die durch den Oberbau eindringende, erhebliche Wassermenge auf diese Weise am einfachsten und billigsten abgeleitet werden kann; dies gilt jedoch nur, wenn die Abdeckung der Gewölbe noch ein hinreichendes Gefälle erhalten kann. Die gleiche Abwässerungsart ist auch bei längeren Brücken für den hintersten, am Widerlager liegenden Teil (1 bis 2 Gewölbe) üblich.

Abb. 54. *Brücke b. Haltestelle Tiergarten d. Berliner Stadtbahn.*[56])



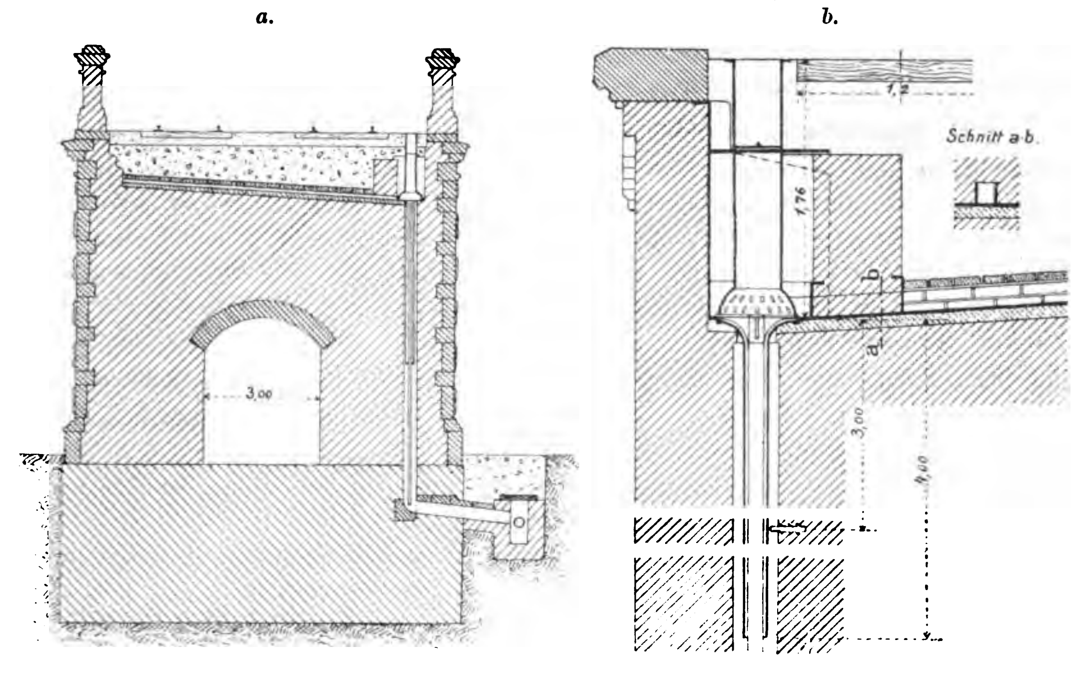
Die Entwässerung durch den Gewölbescheitel erfordert eine nach demselben abfallende, also kostspielige Übermauerung der Haupt- oder Zwischengewölbe, weshalb eine Entwässerung durch die Gewölbeschenkel in der Regel den Vorzug verdient. Die Entwässerung durch die Mittelpfeiler schliefst sich zwar der sattelförmigen Übermauerung der Gewölbe gut an, beseitigt auch das Wasser ohne äufsere Schädigung des Bauwerks und Belästigung des Verkehrs, besitzt jedoch oft den Nachteil gröfserer Unzugänglichkeit bei vorkommenden Reinigungen oder Reparaturen.

Nach den bei der Berliner Stadtbahn gemachten Erfahrungen ist für einen freistehenden Mittelpfeiler und bei einem 40 **cm** weiten Entwässerungskanale mindestens eine Stärke von 1,25 **m** notwendig, um letzteren frostfrei zu erhalten. Hierbei ist es unbedingt anzuraten, in etwa 25 **cm** Entfernung von aufsen und parallel zu den Längsseiten des Pfeilers vor dem Kanale 6 **cm** weite Luftschächte anzulegen. Aus der gleichen Rücksicht empfehlen sich bei längeren Talbrücken die Gruppenpfeiler ausschliefslich zur Durchführung der Entwässerung. Das Entwässerungsrohr ist zweckmäfsig frei im Pfeiler aufzuhängen. In Abb. 54 (Berliner Stadtbahn) ist in dem 0,40 **m** im Quadrat weiten Schachte ein 0,3 **m** Durchmesser zeigendes Tonrohr durch vorstehende Kragsteine freischwebend aufgehängt. Der Schacht ist oben mit einem durchbohrten Granitquader abgeschlossen, in den die Abdeckschicht der Gewölbe und Hintermauerung (Asphaltfilzlage) hineingeführt und in den ein Zinkblechtrichter eingehängt ist. Über dem Kanal ist ein durchbrochener Einsteigeschacht quadratischen Grundrisses, nur durch einen eisernen Deckel abgedeckt, aufgemauert. Unten mündet das Tonrohr in einen offenen Sickerschacht. Ähnlich ist die Anordnung in Abb. 55 (Wiener Stadtbahn); nur sind hierselbst zwei Entwässerungsrohre verwendet, ein äufseres aus Gufseisen, ein inneres aus verzinktem Eisenbleche. An letzteres schliefst sich oben ein kleiner kupferner Trichter eng an. Oberhalb der

[56]) Aus Handbuch der Baukunde: Erdarbeiten, Strafsenbau, Brückenbau. Berlin 1892.


Abb. 55. *Viadukt der Wiener Stadtbahn.*[57])

a. b.

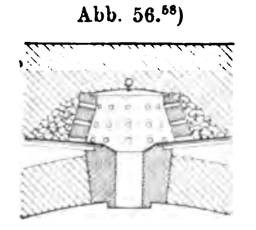


Einflufsöffnung steht ein gufseiserner, unten plattenförmig erweiterter und durchbrochener, oben durch einen Deckel abgeschlossener Ansatz. Nach Wegnahme des letzteren ist es möglich, mit Hilfe besonderer, an dem verzinkten Abflufsrohre angebrachter Handhaben dieses nach oben zu ziehen und hier zu reinigen. Hierin liegt eine erhebliche Verbesserung gegenüber Abb. 54.

Die Zwischengewölbe werden am besten nach den Stirnen entwässert und zwar meist mittels flach geneigter Rinnen, welche die Stirnmauern durchbrechen oder in deren Öffnungen durchgeführt werden. Auch hier ist es unbedingt anzuraten, das Entwässerungsrohr aus der Stirn etwa 15 bis 25 **cm** herausstehen zu lassen.

Die erwähnten Abfallrohre bestehen bisweilen nur aus einem einfachen, zylindrischen gufseisernen Rohre; besser ist es aber, das Rohr oben mit einem tellerförmigen Rande zu versehen und, damit die im Winter gebildeten Eiszapfen bei eintretendem Tauwetter von selbst herausfallen, das Rohr nach unten zu erweitern. An die obere tellerförmige Ausbildung schliefst sich zweckmäfsig eine gufseiserne durchbrochene Haube, ein Sieb oder dergl. an, umgeben von einer Steinschlagpackung, welche das Eindringen von Sand u. dergl. in das Entwässerungsrohr verhindern soll. Beispiele zeigen die Abb. 20 bis 29 der Taf. XIII. Hin und wieder wird auch die Entwässerungshaube in Steinkonstruktion ausgeführt (Abb. 54 u. 56, sowie Abb. 22, Taf. XIII).

Abb. 56.[58])



Mit besonderer Sorgfalt ist der Anschlufs der die Abdeckung bildenden Zement- oder Asphaltschicht an die Abfallrohre herzustellen, damit Erschütterungen und Temperaturveränderungen hierselbst keine Risse veranlassen, durch welche das Wasser in die

[57]) Aus Förster: Neue Brückenbauten in Österreich und Ungarn. Leipzig. W. Engelmann 1899.

[58]) Aus Handbuch der Baukunde: Erdarbeiten, Strafsenbau, Brückenbau. Berlin 1892.

Gewölbe sickern kann. Man läfst daher jene Schichten etwas über den Tellerrand hinweggreifen, klemmt sie auch zweckmäfsig zwischen letzteren und der Entwässerungshaube ein. Die Entwässerungsrohre selbst werden am besten, da sie starken Temperaturwechseln ausgesetzt sind, in Asphalt gebettet.

§ 24. Die Pfeiler. Die Pfeiler der Strombrücken, welche eine verhältnismäfsig geringe Höhe besitzen, haben meist dem Drucke weitgespannter und flacher Gewölbe, sowie dem Stofse abgehender Eismassen, schwimmender Körper u. s. w. zu widerstehen und dürfen nicht zu schwach konstruiert werden. Dementsprechend erhalten die Mittelpfeiler von Strombrücken zwischen $^1/_{10}$ und $^1/_6$, die Endpfeiler von Strombrücken etwa $^1/_4$ bis $^4/_{10}$ der Spannweite zur oberen Stärke, während die Pfeilerdicken der Talbrücken etwa zwischen $^1/_8$ und $^1/_3$ der Lichtweite liegen. Aus der Tabelle C. auf S. 232 geht hervor, dafs hier schon ein Verhältnis von $\frac{d}{l} = {}^1/_7$ bis $^1/_8$ ein seltenes und kleines ist und dafs Verhältnisse von $^1/_6$ bis $^1/_5$ die Mehrzahl der als nachahmenswert zu bezeichnenden Beispiele umfassen. Keinen Anhalt für die Pfeilerstärke gibt naturgemäfs das Verhältnis dieser zur Pfeilerhöhe; hier wechseln die Zahlen, wie Heinzerling nachgewiesen, in sehr weiten Grenzen.[59])

Zur Übersicht sind die Pfeilerstärken einer Anzahl gröfserer Brücken nebst sonstigen darauf bezüglichen Angaben nachstehend zusammengestellt.

A. Pfeilerstärken ausgeführter Strombrücken

(geordnet nach der Gröfse des Verhältnisses $\frac{d}{l}$).

No.	Bauwerk	Stärke der Zwischenpfeiler in Kämpferhöhe d in m	Spannweite der Öffnungen l in m	Verhältnis $\frac{d}{l}$ rund
1	Kaiser Wilhelm-Brücke in Berlin	5,00	22,24	1 : 4,45
2	Marien-Brücke in Dresden	2,10	10,8	1 : 5,1
3	Lange Brücke in Potsdam	2,00 u. 3,00	11,3 u. 18,0	1 : 5,65 u. 1 : 6
4	Moselbrücke bei Conz	3,77	21,97	1 : 5,8
5	Spreebrücke in Cöpenick	3,00	18,0	1 : 6
6	Waisen-Brücke in Berlin	3	20,0	1 : 6,67
7	Luther-Brücke in Berlin	2,46	17,0	1 : 7
8	Techtbrücke bei Ingersheim	2,60	18,2	1 : 7
9	Adourbrücke St. Jean bei Labusse	3,30	24,0	1 : 7,3
10	Moltke-Brücke über die Spree in Berlin	2,3	17,46	1 : 7,5
11	Blérébrücke ü. d. Cher in d. Strafse Nevers-Tours	3,20	24	1 : 7,5
12	Warthebrücke bei Wronke	3,10	23,2	1 : 7,7
13	Oisebrücke bei St. Maxence	2,92	23,4	1 : 8
14	Loingbrücke bei Nemours	1,95	16,2	1 : 8,2
15	Belleperche-Brücke über die Garonne i. d. Linie Castel-Sarassin	4,00	33	1 : 8,25
16	Neckarbrücke bei Ladenburg	3,00	27,0	1 : 9,3
17	Seinebrücke in Neuilly	4,22	38,98	1 : 9,2
18	Jena-Brücke in Paris	3,00	28,0	1 : 9,3
19	Saonebrücke bei Charrey	3,00	30,5	1 : 10
20	Boucicaut-Brücke in Verjux	4,00	40,0	1 : 10
21	Oderbrücke in Frankfurt	3,00	30,0	1 : 10
22	Mainbrücke bei Kitzingen	3,15	36,5	1 : 11,7

[59]) Eine Übersicht, welche Heinzerling für 12 einstöckige Viadukte mit den schlanksten Pfeilern gibt, zeigt z. B., dafs hier die Verhältnisse zwischen 1 : 23 und 1 : 5,6 liegen.

B. Pfeilerstärken von Stadtbahn-Viadukten.

Bauwerk	Stärke der Zwischenpfeiler in Kämpferhöhe d in m	Spannweite der Öffnungen l in m	Verhältnis $\frac{d}{l}$
1. Berliner Stadtbahn[60]):			
a) Segmentb. Pfeilverh. 1 : 4,5	1,25	10,0	1 : 8
b) „ „ 1 : 4,0	1,6	12,0	1 : 7,5
c) „ „ 1 : 3,5	1,9	15	1 : 7,9
d) „ „ 1 : 6,0	1,15	8,0	1 : 7
2. Wiener Stadtbahn:			

a) Viadukt mit Halbkreisbögen:

Lichtweiten der anschliefsenden, beiderseits gleich weiten Gewölbe	Stärke der normalen Viaduktpfeiler Höhe der Übermauerung der Gewölbe über der Oberkante des Fundaments (etwa Höhe des Geländes) in m						
	6	7	8	9	10	11	12
5 m	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	—
6 „	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	2,55
7 „	—	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	2,55
8 „	—	—	—	2,10	2,25	2,40	2,55
9 „	—	—	—	—	2,25	2,40	2,55
10 „	—	—	—	—	2,25	2,40	2,55
11 „	—	—	—	—	—	2,40	2,55
12 „	—	—	—	—	—	2,40	2,55
Stärke der Gruppenpfeiler bei Öffnungen von gleicher oder verschiedener Lichtweite (5—12 m)	2,10	2,25	2,40	2,55	2,70—2,85	2,85—3,00	3,15—3,30

b) Viadukt mit Segmentbögen (Pfeilverhältnis 1 : 4):

Lichtweiten der anschliefsenden, beiderseits gleich weiten Gewölbe	Stärke der normalen Viaduktpfeiler Höhe von S. O. über der Fundamentoberkante (etwa Höhe des Geländes) in m								
	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5 m	1,35	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
6 „	1,35	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
7 „	—	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
8 „	—	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	3,00	3,15
9 „	—	1,50	1,80	1,95	2,10	2,40	2,70	3,00	3,15
10 „	—	—	1,80	1,95	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15
11 „	—	—	1,80	2,10	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15
12 „	—	—	1,80	2,10	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15
Stärke der Gruppenpfeiler bei gleicher oder verschiedener Lichtweite (5 bis 12 m).	2,10	2,25 bis 2,70	2,40 bis 3,45	2,55 bis 3,60	2,70 bis 3,75	2,85 bis 4,05	3,00 bis 4,20	3,15 bis 4,35	3,30 bis 4,50

[60]) Die Gruppenpfeiler erhielten bei den älteren Teilen der Stadtbahn am Kämpfer $^1/_4$ bis $^1/_5$ der lichten Weite zur Stärke, während bei den neuen Teilen sie am Kämpfer die gleiche Stärke wie die normalen Zwischenpfeiler aufweisen, aber sich nach unten schneller und stärker verbreitern. Die oben angegebenen Mafse sind — vergl. die Zusammenstellung auf Seite 210 — die der wirklichen Ausführung, welche wegen der Pfeilerdurchbrechungen, Entwässerungsschächte u. s. w. stärker genommen werden mufsten, als bei der Berechnung für vollkommen normale Verhältnisse vorausgesetzt worden war.

C. Zwischenpfeiler von Hochbrücken

(geordnet nach der Gröfse des Verhältnisses $\frac{d}{l}$).

No.	Bauwerk	Stärke der Zwischenpfeiler in Kämpferhöhe d in m	Lichtweite der Öffnung l in m	$\frac{d}{l}$	Gröfste Höhe der Zwischenpfeiler	Anzahl der Stockwerke
1	Morlaix-Viadukt in der Linie Rennes-Brest	4,25	15,5	1 : 3,6	56,7	2
2	Dinan-Viadukt, Strafsenbrücke, Bretagne	4,00	16,0	1 : 4	44	1
3	Aulne-Viadukt in der Linie Châteaulin-Landerneau	4,8	22,0	1 : 4,6	52,5	1
4	Saint Satur-Viadukt in der Linie Bourges-Cosne	2,80	13,00	1 : 4,6	27,8	1
5	Schmiedtobel-Viadukt in der Arlberg-Bahn	4,60	22,0	1 : 4,8	48	1
6	Saint Georges-Viadukt in der Linie Quillan-Rivesaltes	3,30	16	1 : 4,8	21	1
7	Elstertal-Viadukt	5,85	28,3	1 : 4,82	70	2
8	Göltzschtal-Viadukt	2,85	14,0	1 : 4,9	77,8	4
9	Mussy-Viadukt in der Linie Parey le Monial-Lozanne	5,00	25,00	1 : 5	60	1
10	Marne-Viadukt bei Nogent	3,0	15,0	1 : 5	—	1
11	Striegistal-Viadukt Tharandt-Freiburg	4,53	22,64	1 : 5	38,5	1
12	Lapradella-Viadukt über das Tal der Boulzane	2,40	12	1 : 5	27,5	1
13	Gascarie-Viadukt in der Linie Carmaux-Rodez	4,00	20	1 : 5	49,13	1
14	Suize-Viadukt bei Chaumont	1,6	10,0	1 : 6,25	50	3
15	Fuldabrücke bei Kragenhof	3,10	20,4	1 : 6,6	36	1
16	Ruhr-Viadukt bei Herdecke	3,00	20,0	1 : 6,67	30,45	1
17	Saint Florent-Viadukt über den Cher	4,50	30,0	1 : 6,67	21,6	1
18	Lockwood-Viadukt in England	1,36	9,12	1 : 6,7	40,3	1
19	Comelle-Viadukt bei Chantilly	2,7	19,0	1 : 7	38,5	1
20	Diemel-Viadukt bei Warburg	2,20	16,0	1 : 7,3	26,7	1
21	Viadukt bei Amélie les Bains über den Tech	3,50	26	1 : 7,8	10,40	1
22	Gien-Viadukt über die Loire in der Linie Bourges-Gien	2,00	16	1 : 8	15	1

Die erforderliche Zunahme der Stärke des Pfeilers vom Kämpfer nach dem Fundamente wird bei natürlichem Steinmaterial meist durch einen „Anlauf“ der Aufsenflächen, bei Ziegelmauerwerk in der Regel durch Absätze erreicht. Im allgemeinen sind Anläufe von 1:20 bis 1:50 je nach den statischen Verhältnissen üblich; vielfach sind auch die Anläufe der mit der Bauwerksachse parallelen Seitenfläche andere wie die der hierzu senkrechten. Den Anlauf des Pfeilers nach einer Kurve so zu bemessen, dafs die Pressungen in den einzelnen Fugen einen konstanten Wert erhalten, bedingt Ausführungsschwierigkeiten, welche in keinem Verhältnisse zu den erzielten Vorteilen stehen, ist also unzweckmäfsig.

Die Endpfeiler werden häufig mit treppenförmigen Fundamentabsätzen, welche mit der natürlichen Böschung ansteigen, und mit Hohlräumen (Taf. VII, Abb. 2, 6 u. 19) angelegt. Wenn die Hohlräume von Stirn zu Stirn durchgehen und überwölbt werden, so erhält man Endpfeiler mit durchbrochenen Stirnwänden, und wenn auch die Fundamente durchbrochen werden, so tritt an die Stelle hoher und starker Widerlager eine Fortsetzung der Gewölbestellung, während die angeschütteten Böschungen sich durch die Endöffnungen fortsetzen und entweder gar keine Flügel oder nur kurze Flügelansätze bedingen.

Im besonderen ist diese Anordnung bei hohen gewölbten Talbrücken zweckmäfsig, da man hierdurch die Widerlager auf eine sehr geringe Masse beschränkt. Da man hierselbst auf einen Gegendruck des vornliegenden Erdkegels nicht rechnen darf, so verbindet man auch wohl, um den Erddruck sicher aufnehmen zu können, die Füfse,

mitunter auch die Mitten, der letzten im Damm sitzenden Pfeiler durch Erdbögen untereinander (Abb. 8, Taf. VII, Göhltalviadukt bei Aachen).

Die Strompfeiler müssen auch bei tragfähigem Untergrunde so tief in das Flufsbett eingreifen, als zur Sicherung der Fundamente gegen Unterwaschungen geboten erscheint. Da fast sämtliche Brückeneinstürze durch Unterwaschung der Pfeiler herbeigeführt worden sind, so ist gerade in dieser Hinsicht grofse Vorsicht zu empfehlen. Ein gutes Schutzmittel besteht in der Umschüttung der Pfeiler — im besonderen an ihrer Oberseite — mit schweren Steinen, mit welcher man die entstandenen Austiefungen des Flufsbettes ausfüllt. Wo solche Austiefungen zu erwarten sind, sollte von vornherein eine bis zur Flufssohle hinaufreichende Steinschüttung nach zuvoriger Ausbaggerung des Bodens vorgesehen werden. Wegen der zweckmäfsigen Anordnung dieser Steinschüttung sind die Ausführungen auf S. 213 (Versuche von Engels) zu vergleichen.

Dortselbst ist auch schon erwähnt, welches die zweckmäfsige Form der Vorköpfe der Strompfeiler ist, und dafs dieselben aus besonders festem Material hergestellt oder wenigstens gut verblendet werden müssen. Die Stofsfugen sind normal zur Stirnfläche zu richten und die einzelnen Quader, sofern sie dem Eisstofse ausgesetzt sind, durch Verklammerung (innerhalb der Schichten) und Verdübelung (zwischen den Quaderschichten) zu verbinden. Bei geringer Stärke ist der ganze Pfeiler aus Quadern herzustellen. Näheres über die Herstellung der Pfeiler findet sich im folgenden Kapitel.

§ 25. Die Flügel. Die zweckmäfsigste Anordnung der Flügel kann in jedem vorkommenden Falle nur unter Berücksichtigung der Beschaffenheit und Höhengestaltung des Geländes, sowie der Verkehrs- und Eigentumsverhältnisse getroffen werden. Zu unterscheiden sind — ganz ähnlich wie bei den kleineren Brückenbauwerken in § 16 — als Hauptarten die ganz oder nahezu in der Verlängerung der Stirnmauern stehenden, sogenannten Parallelflügel, welche in der Vorderansicht die geneigte Mantellinie des Böschungskegels zur unteren sichtbaren Begrenzung haben und die im Grundrisse winkelig zur Brückenachse gestellten sogenannten Winkelflügel, deren Richtung unter Umständen auch in die Verlängerung der Widerlager fallen kann. Die Länge der Flügel ist abhängig von der Böschungsneigung, weshalb die Dämme und Einschnitte im Anschlusse an die Flügelmauern gewöhnlich künstlich befestigte (abgepflasterte), steile Böschungen erhalten. Da die steinernen Brücken des Gewölbeschubes wegen starke Widerlager erhalten müssen, reicht deren Grundfläche bisweilen schon vollständig für die Flügel aus, welche in diesem Falle in einfache Stirnmauern übergehen. Durch zweckmäfsige Verbindung von Widerlager und Flügel lassen sich die Kosten der letzteren bei steinernen Brücken oft bedeutend ermäfsigen.

1. Parallelflügel erhalten gewöhnlich einen paralleltrapezförmigen, unten durch treppenartige Absätze begrenzten Querschnitt. Bei schmalen Brücken und hohen Böschungen ist es zweckmäfsig, beide Parallelflügel zu einem einzigen zu vereinigen, welcher mit dem Endpfeiler einen T-förmigen oder rechteckigen Grundrifs bildet und den beiden Böschungskegeln zum Anschlusse und zur Stütze dient (Kernflügel).

Die Parallelflügel erfordern die gröfste Stärke am Fufse der Böschungskegel, woselbst ihre freie Höhe am gröfsten ist; sie sind, abgesehen von ihrem Zusammenhange mit den Widerlagern, im ungünstigsten Falle als freistehende Futtermauern zu betrachten, welche bis zum Kopfe wagerecht hinterschüttet sind. Nur selten werden die Hinterfüllung beanspruchende Verkehrslasten in Rechnung zu stellen sein. Die Enden der Flügel, an welchen sich die Drücke der Dammschüttung und der Böschungskegel teilweise aufheben, macht man der Gesimse und

Brüstungen wegen oben nicht schwächer als 0,60 bis 1 m. Die Verbindungsstelle der Widerlager und Flügel wird durch Verstärkung der Ecken gegen eine durch Bewegungen im Erdkörper veranlaſste Lostrennung gesichert. Nötigenfalls verbindet man die Flügel an den Enden durch Verankerungsmauern, wie an dem Rosental-Viadukte bei Friedberg in der Main-Weser-Bahn, oder versieht sie daselbst auſsen mit Strebepfeilern. Die Flügelenden läſst man, um ein Bloſslegen derselben bei geringfügigen Senkungen oder Abspülungen der Dammböschungen zu vermeiden, um 0,25 bis 0,5 m über die Spitze des Kegels hinaus in den prismatischen Teil der Böschung hineinragen.

2. Winkelflügel. Die dem einseitigen Drucke der Böschungen ausgesetzten Winkelflügel werden, wie Futtermauern, vorn entweder senkrecht oder mit $^1/_5$ bis $^1/_{10}$ Anlauf, hinten gewöhnlich mit Absätzen — auch gleichmäſsig geböscht — angelegt. Sind die Stirnflächen geneigt, so ist der Fugenschnitt des Flügels so anzuordnen, daſs an sämtlichen Schichtensteinen keine allzu spitzen Flächenwinkel entstehen; deshalb erhalten die Böschungsstücke unten, wo sie in die Böschung auslaufen, Abstumpfungen und oben Einschnitte, in welche die Abstumpfungen der nächst höheren Böschungsstücke passen. Meist werden jedoch nur einzelne Böschungsstücke angewandt und die zwischenliegenden Teile der Flügelböschung mit 15 bis 25 cm starken Steinplatten abgedeckt, die sich ihrerseits gegen die Böschungsstücke stützen. Wie bereits auf S. 206 hervorgehoben, wird man auch hier an Material sparen können, wenn man alle einzelnen Platten und zwischenliegenden Böschungsstücke mit Ausnahme des untersten und obersten in der oberen Ansichtsfläche mit rechten Winkeln ausführt. Sämtliche Lagerfugen werden wagerecht und die Stoſsfugen senkrecht zur Flügelbasis angelegt. Der Sockel geneigter Flügel wird entweder geneigt oder senkrecht ausgebildet und in letzterem Falle oben mit einem Wasserschlage versehen. Wo im Einschnitte liegende Wege oder Wasserläufe zu unterführen sind, erhalten die Winkelflügel meist eine solche Neigung zur Brückenachse, daſs die Böschungsanfänger noch auf den gewachsenen oder künstlich geebneten Boden zu stehen kommen.

Um die Winkelflügel nicht bis zum Böschungsfuſse verlängern zu müssen, werden dieselben bisweilen derart geknickt ausgeführt, daſs sich unten kurze, zur Brückenachse parallele Mauern an dieselben anschlieſsen, vor welche sich der Böschungsfuſs in Form eines kleinen Böschungskegels legt (Taf. VI, Abb. 16). Besonders geeignet erscheint diese geknickte Form der Flügel da, wo die Böschung mit einem Bankett versehen ist, und der kleine Parallelflügel die Höhe dieses Bankettes erhält. Die Flügelansätze bedürfen einer besonderen Verstärkung, damit sie bei einer Bewegung der Böschung nicht abreiſsen.

§ 26. Die Anordnung der schiefen Brücken. Die schiefen steinernen Brücken weichen von den bisher ausschlieſslich betrachteten geraden Brücken vorwiegend hinsichtlich der, durch den spitzen Schnittwinkel ihrer Achsen bedingten Grundriſsanordnung ihrer Pfeiler und Flügel, sowie hinsichtlich des Steinschnittes ihrer Gewölbe ab.

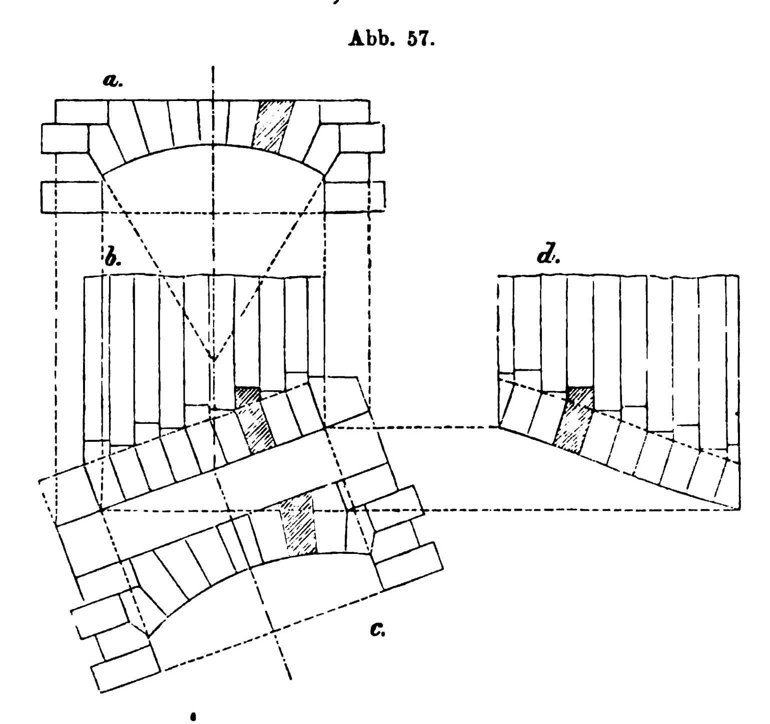
Der Schnittwinkel der Achsen wird sehr selten kleiner als 30° angenommen. Nach der Gröſse des Schnittwinkels werden die Gewölbe verschieden konstruiert; man unterscheidet schiefe Brücken mit geraden, schiefen und mit gemischten (teilweise geraden, teilweise schiefen) Gewölben.

1. Schiefe Brücken mit geraden Gewölben. a) Weicht der Schnittwinkel α der sich schneidenden Verkehrslinien nicht viel von einem rechten ab, so lassen sich die Gewölbe wie gerade ausführen, indem man nur ihre Stirnen, bezw. ihre ein-

zelnen Stirnstücke nach dem Winkel abschrägt, welchen die Stirnebene des Gewölbes mit einer zu seinen Widerlagern normalen Ebene einschliefst. Der Abschrägungswinkel hängt von der Festigkeit des Baustoffes ab und kann bei festen Sandsteinen bis zu 10° angenommen werden. Bei dem in der Main-Weser-Bahn aus Dolerit erbauten Neustädter Tor-Viadukt in Giefsen betrug er 6°; hier wurde die Abschrägung der Stirnstücke erst nach Schlufs des Gewölbes ausgeführt.

b) Bewegt sich der Schnittwinkel der Verkehrslinien zwischen 70° und 80°, in welchem Falle die vorerwähnte Abschrägung der Stirnstücke nicht mehr zweckmäfsig ist, so läfst sich dieselbe durch ein Brechen der Gewölbeschichten derart ersetzen, dafs die Lagerfugen der Stirnstücke vorn normal auf der Stirnfläche und dafs deren Stofsfugen hinten normal auf den Lagerfugen der zugehörigen Wölbschichten stehen. Da auch hier Läufer und Binder abwechseln, so werden die Lagerfugen der letzteren zugleich nach dem Winkel bearbeitet, welchen die Wölbschichten an und zwischen den Stirnen miteinander bilden. Beispiele dieser Anordnung zeigen u. a. die kleine Brücke von Civray bei Blère mit segmentförmigen Stirnbögen (Abb. 57) und der in der Linie Paris-Vendôme-Tour erbaute Viadukt von Epau mit halbkreisförmigem Gewölbe von 10,1 m normaler und bei 10,37 m parallel zur Achse gemessener lichter Weite und mit einem Schnittwinkel der Achsen von 76° 2'.[61])

Abb. 57.



c) Gerade Gewölbe an Stelle der schiefen lassen sich auch noch bei Schnittwinkeln, die spitzer als 80 bis 70° sind, und zwar in verschiedener Weise, anwenden, nämlich:

α. Durch Verlegung der sich schneidenden Verkehrslinien, wofür Abb. 58 ein Beispiel gibt. Die Flügel werden hierbei gewöhnlich unsymmetrisch nach Form und Lage, da es vorteilhaft ist, sie den Krümmungen der verlegten Linien an-

[61]) Vergl. Morandière, Traité de la construction des ponts. Paris 1876. S. 471 u. Taf. 119.

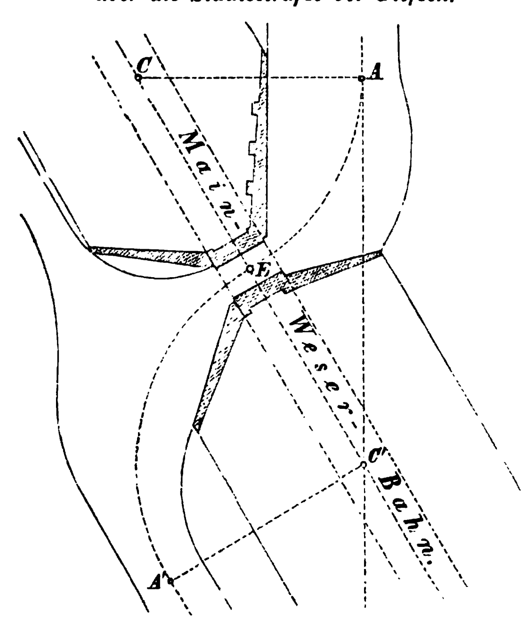


Abb. 58. *Überführung der Main-Weser-Bahn über die Staatsstrafse bei Giefsen.*

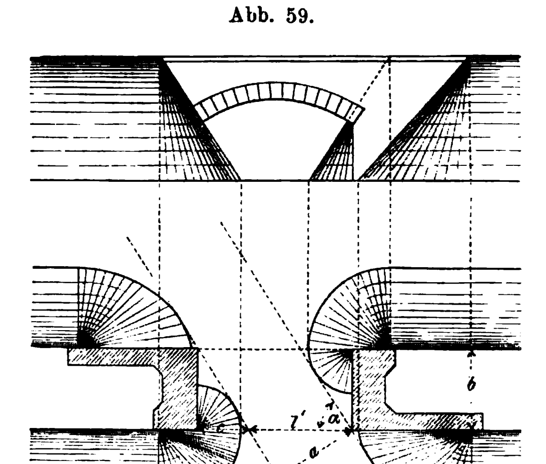


Abb. 59.

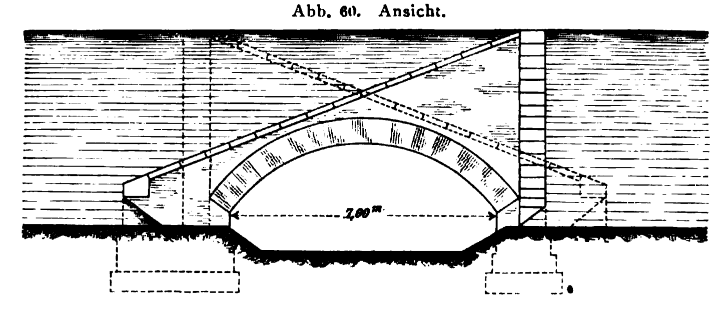
zupassen. Bei der in Abb. 58 dargestellten Überführung der Main-Weser-Bahn über die Staatsstrafse bei Giefsen schliefsen sich die Flügel den Krümmungen der verlegten Staatsstrafse und eines Seitenweges an; der Schnittwinkel der Achsen betrug 30° und wurde auf 90° vergröfsert.

β. Durch Vergröfserung der Lichtweite des Gewölbes nach Abb. 59. Bezeichnet man den lichten Abstand der Widerlager voneinander mit l, so ist mit den weiteren Bezeichnungen der Abb. 59

$$l = l' + c = \frac{a}{\sin\alpha} + b \operatorname{cotang} \alpha.$$

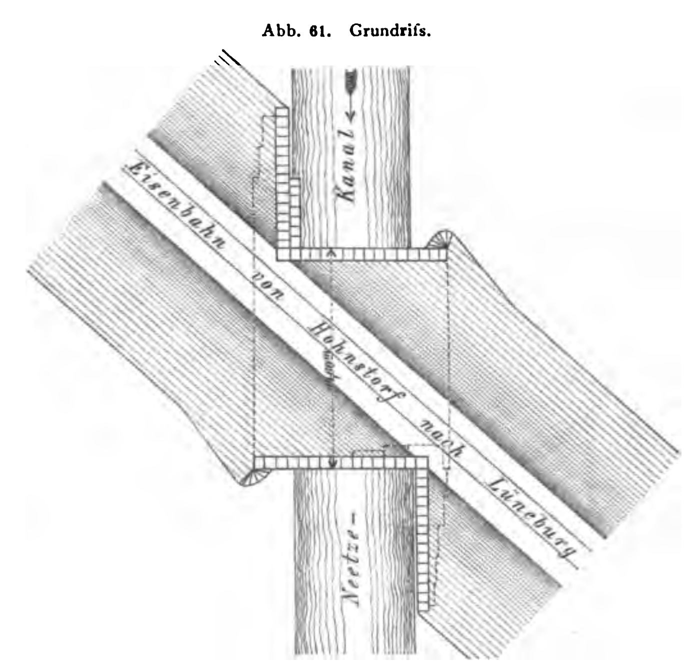
Abb. 60 u. 61. *Unterführung des Neetze-Kanals unter der Hohnstorf-Lüneburger Eisenbahn.*

Abb. 60. Ansicht.



γ. Durch Vergröfserung der Gewölbebreite unter Anwendung von unsymmetrischen Stirnmauern und Flügeln. Ein Beispiel dieser Anordnung zeigen Abb. 60 u. 61, die Unterführung des Neetzekanals unter der Hohnstorf-Lüneburger Eisenbahn darstellend, wobei Eisenbahn und Kanal nach Richtung und Breite unverändert bleiben, die Lichtweite des Gewölbes auch nur der Breite des Gewässers entspricht, dagegen die Gewölbebreite erheblich gröfser ist, als sie bei rechtwinkeliger Überschreitung oder bei Erbauung einer schiefen Brücke auszuführen wäre.

Abb. 61. Grundrifs.



δ. **Durch Herstellung des Gewölbes aus mehreren geraden, gegeneinander versetzten Gurtbögen.** Diese Gurtbögen, deren lotrechte Begrenzungsflächen den Stirnebenen der Brücke parallel und deren Lagerfugen wie bei geraden Gewölben angeordnet sind, werden entweder, erstens, dicht aneinander gewölbt und dann nötigenfalls durch eiserne Queranker verbunden oder, zweitens, mit solchen Zwischenräumen hergestellt, dafs dieselben mittels kleiner senkrechter oder flacher Gewölbe, oder durch sie überdeckende Steinplatten zu einem zusammenhängenden Ganzen verbunden werden können. Ein Beispiel der ersteren Anordnung gibt u. a. die in der Linie Hagen-Brügge ausgeführte Brücke bei Lutterhaus über die Volme[62]) (Abb. 62), mit zwei Öffnungen von je 16,39 m nebst einer Öffnung von 10 m zu den Stirnen parallel gemessener Spannweite, und einem Schnittwinkel der Achsen von 45°. Die eingleisige, 4,20 m breite Brücke ist in den gröfseren Öffnungen mit je 5, aus Ziegeln hergestellten Gurtbögen von je 0,84 m Breite und 1,03 m Stärke überwölbt; die Bögen sind an ihren Scheiteln durch je drei eiserne Anker mit Vorlagplatten verbunden. Die kleinere Öffnung wird durch zwei gleichartige Gurtbögen von je 2,1 m Breite und 0,78 m Stärke, überbaut. Nur die Anfänger der gröfseren Bögen bestehen aus Quadern. Die Bogenzwickel wurden mit einer aus den erübrigten Steinabfällen und magerem Mörtel gefertigten Betonmasse ausgefüllt; die Abdeckung der Zwickel und Bögen besteht aus einer doppelten Ziegelflachschicht mit Zementverputz. Die Stirnmauern sind mit Platten abgedeckt und zum Zwecke möglichster Einschränkung der Brückenbreite mit einem schmiedeisernen Geländer versehen; die Brückenbahn ist an beiden Enden hinter die Widerlager entwässert.

Beispiele der zweiten Anordnung geben die 8,66 m breite, zweigleisige Unterführung der französischen Westbahn bei Chartres[63]) mit 9 m normaler, 16,2 m schräger Spannweite und 36° Schnittwinkel der Achsen, sowie die 8 m breite Strafsenbrücke über die Chauteulin-Eisenbahn bei Guimper[64]) mit 21,5 m schräger Spannweite und 46° 30′

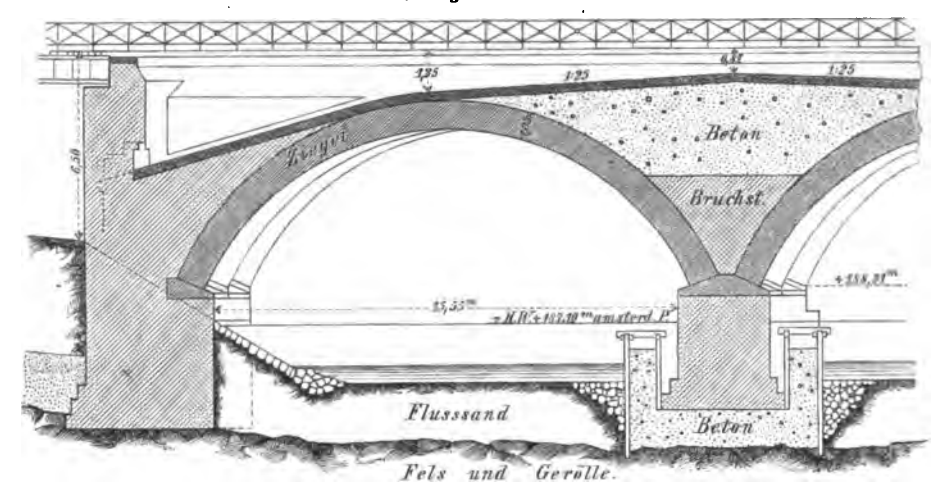
[62]) Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878.

[63]) Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1848, I. S. 237.

[64]) Vergl. Morandière, Traité de la construction des ponts. Paris 1876. S. 481.

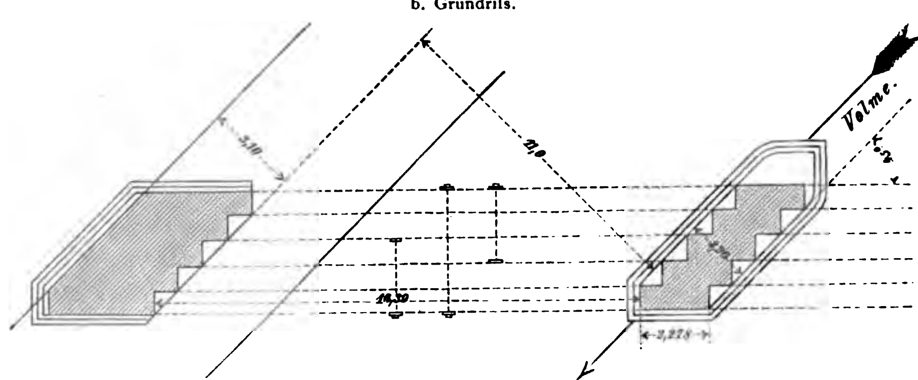
Abb. 62. *Brücke über die Volme bei Lutterhaus.*

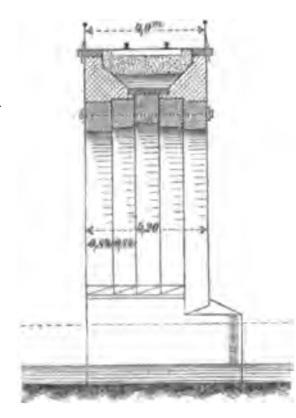
a. Längenschnitt.





b. Grundrifs.





c. Querschnitt.

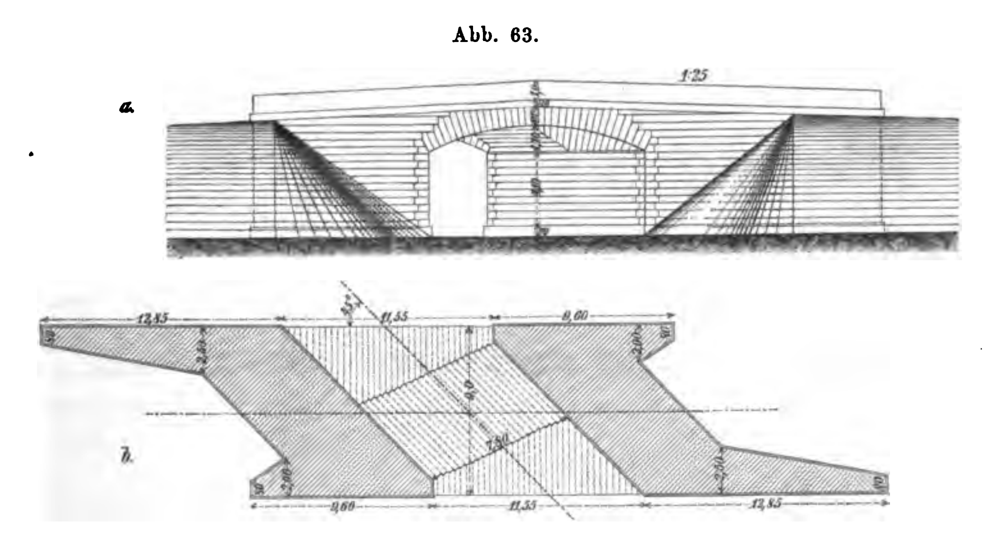
Schnittwinkel der Achsen. Die erstere besitzt sechs, je 0,8 m breite, 1 m hohe elliptische Gurtbögen aus Quadern, wovon sich vier unmittelbar unter den Schienensträngen, zwei unter den Stirnmauern befinden, während die zwischen ihnen befindlichen Zwischenräume von 1,06 m in der Mitte und von je 0,7 m zu beiden Seiten mit flachen Backsteingewölben von 0,5 m Gewölbestärke geschlossen sind. Die Strafsenbrücke bei Guimper hat fünf, je 1,2 m breite, am Scheitel 1,1 m, am Kämpfer 1,4 m starke, segmentbogenförmige Gurtgewölbe, welche durch scheitrechte Backsteingewölbe von je 0,5 m Spannweite untereinander verbunden sind. In gewissem Sinne kann hierher auch die Pétrusse-Brücke bei Luxemburg gerechnet werden, bei welcher die Verbindung der beiden getrennten Gewölbe durch eine Betoneisenplatte vermittelt wird (vergl. S. 212, sowie Taf. X, Abb. 1 bis 9).

Ausnahmsweise, z. B. bei einer Überführung der Rheinischen Bahn bei Boppard, hat man auch an den Stirnen zwei starke, gegeneinander versetzte Gurtbogen ausgeführt und den zwischen ihnen befindlichen Zwischenraum mit einem etwas höher

gelegten geraden Tonnengewölbe ausgefüllt, dessen zwischen den Anfängern der Gurtbogen befindliche Kämpferlinien wagerecht sind und dessen schräge Stirnen sich an jene Gurtbogen anlehnen.

2. Schiefe Brücken mit schiefen Gewölben. Wenn die Gewölbe so ausgeführt werden, dafs ihre Lagerfugen in allen zur Stirnfläche parallelen Schnitten auf der inneren Wölbfläche senkrecht stehen, so erhält man die theoretisch richtig konstruierten schiefen Gewölbe. Die Lagerfugen bilden hierbei in der Leibung krumme Linien, die den Schraubenlinien ähnlich sind, aber im allgemeinen verschieden verlaufen, so dafs alle Wölbsteine verschiedene Gestalt erhalten müssen. Man gibt deshalb für die Ausführung in der Regel einer einfacheren Konstruktion den Vorzug, bei welcher die Lagerfugen in der Leibung Schraubenlinien, also in der Abwickelung der Leibungsfläche gleich gerichtete gerade Linien bilden. Hierbei fällt der Abstand der Lagerfugen, also auch die Dicke der Wölbsteine überall gleich grofs aus, was die Ausführung sehr erleichtert. Es liegt auf der Hand, dafs wegen der genauen Herstellung eines jeden Gewölbesteines schiefe Brücken mit schiefen Gewölben aus natürlichen Steinen sehr teuer werden. Auch dürfte sich die Ausführung solcher Bauten um so mehr in Zukunft vermeiden lassen, als im Stampfbeton ein Mittel gegeben ist, die genannten Schwierigkeiten ohne besondere Mühe zu überwinden, und jegliches schiefes Gewölbe in einfachster Weise schnell, billig und einwandfrei herzustellen.

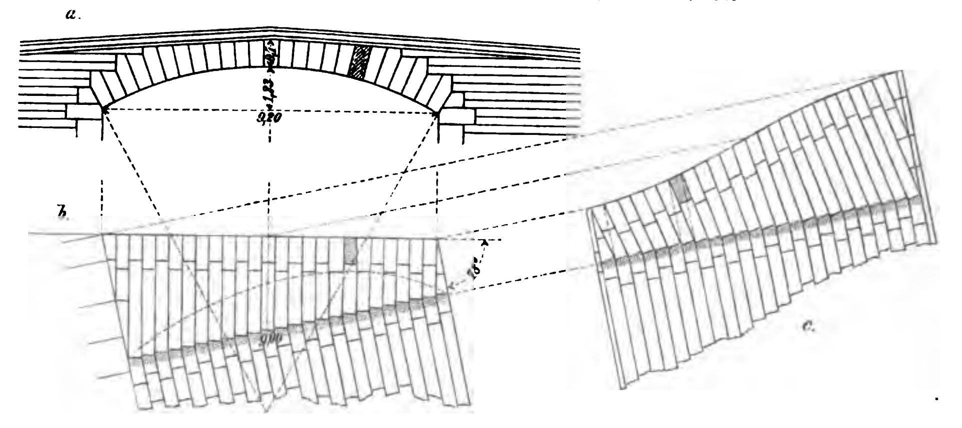
Abb. 63.



3. Schiefe Gewölbe mit teilweise geraden und teilweise schiefen (Stirn-) Gewölben. Um bei schiefen Gewölben oder Durchlässen die Unbequemlichkeiten der Ausführung schiefer Gewölbe zu vermindern, behandelte man häufig den mittleren Teil als gerades Gewölbe und wölbte nur die den Stirnen zunächst befindlichen Teile als schiefe Gewölbe. Hierdurch entstehen Gewölbeschichten, welche bei einem Schnittwinkel α den Winkel $90 + \alpha$ miteinander bilden; dieselben werden dort, wo sie zusammentreffen, entweder mit Stofsfugen, die zu den Kämpferlinien normal stehen (Abb. 63), oder mittels Einschaltung von besonderen Wölbsteinen verbunden, deren Stofsfugen vorn auf den Lagerflächen der Stirnschichten und hinten auf denjenigen des geraden Gewölbes senkrecht stehen. Als Beispiel für die letztere Anordnung kann die von Graeff konstruierte Brücke über den Rhein-Marne-Kanal dienen (Abb. 64).

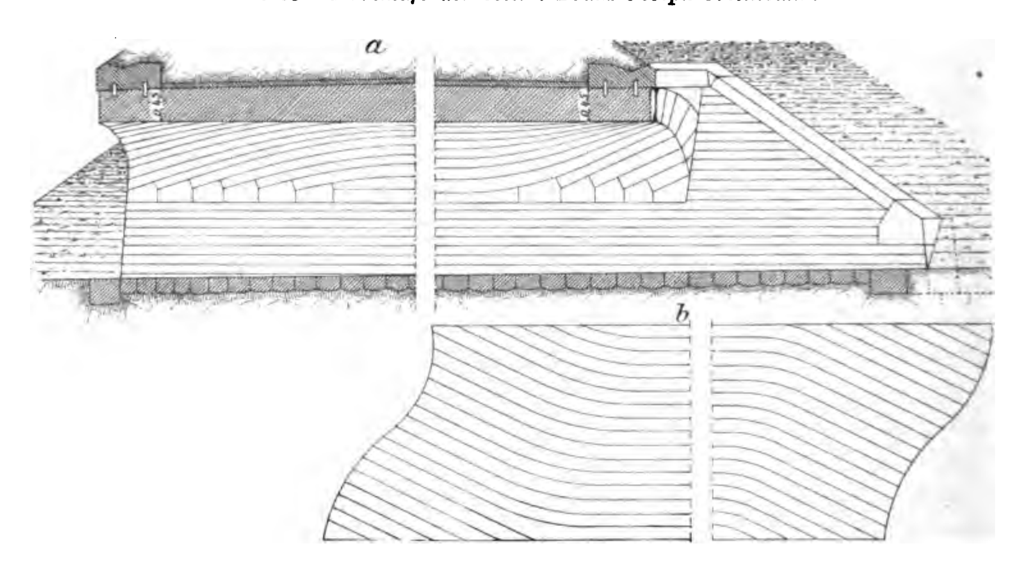


Abb. 64. *Brücke über den Rhein-Marne-Kanal.*



Bisweilen werden hierbei auch die Gewölbeschichten, welche einen Winkel miteinander bilden, bogenförmig ineinander übergeführt und die Stofsfugen normal zu den entsprechenden Lagerflächen gelegt, vergl. Abb. 65, welche einen schiefen Durchlafs der österreichischen Franz Joseph-Orientbahn darstellt. Aus der Abwickelung der inneren Wölbfläche (Abb. 65*b*) ergibt sich die Anordnung der sämtlichen Gewölbeschichten und aus dem Längenschnitte der Steinschnitt der Gewölbe an und zwischen den beiden Stirnen, von denen sich die eine an Parallelflügel, die andere an Winkelflügel anschliefst.

Abb. 65. *Durchlafs der österr. Franz-Joseph-Orientbahn.*

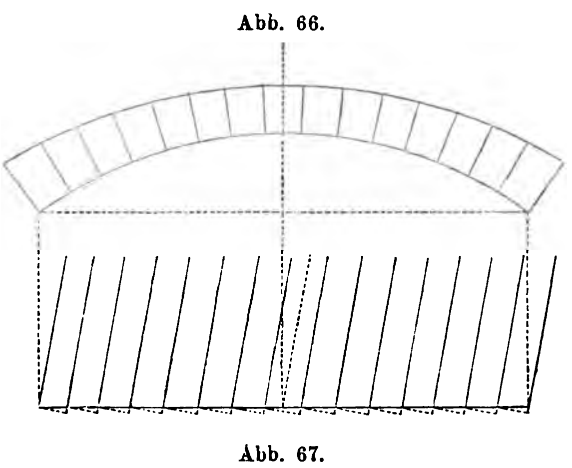


Es sei jedoch auch hier bemerkt, dafs man heute derartige Bauten, wie die letzterwähnten, kaum mehr zur Ausführung bringen wird, sondern sie zweckmäfsig durch die schneller, einfacher und billiger ausführbaren Stampfbetongewölbe ersetzen dürfte.

§ 27. Die Berechnung, der Steinschnitt und der Verband schiefgewölbter Brücken. Zerlegt man durch lotrechte Schnitte das ganze Gewölbe in eine hinreichende Anzahl dünner, zu seiner Stirnfläche paralleler Gewölbestreifen, so läfst sich ein jeder — Abb. 66 — wie ein gerades Gewölbe behandeln, dessen Lagerflächen senkrecht zu seiner Stirnfläche und zu seiner Leibungsfläche stehen. Die statische

Berechnung des schiefen, unter vorstehenden Voraussetzungen konstruierten Gewölbes entspricht aber derjenigen eines geraden Gewölbes von der Spannweite seines Stirnbogens.

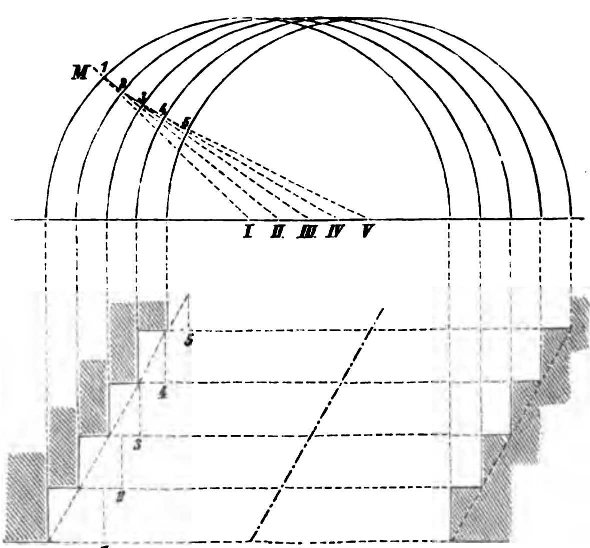
Abb. 66.



Bezeichnet a die in den meisten Fällen gegebene Normalbreite der unterführten Wasser- oder Verkehrslinie, so ist, wenn α den Schrägungswinkel des schiefen Gewölbes bezeichnet, dessen Spannweite $l = \frac{a}{\cos \alpha}$.

Unter Zugrundelegung dieses Wertes l läfst sich die Stärke sowohl der Gewölbe als auch der End- und Zwischenpfeiler hinreichend genau nach der Theorie der geraden gewölbten Brücken berechnen.

Abb. 67.



Trägt man, wie in Abb. 67 geschehen ist, die oben erwähnten Gewölbestreifen im Grund- und Aufrisse auf, so erhält man an einer beliebigen Stelle M des Gewölbes für einen durch mehrere solcher Streifen reichenden Gewölbeteil die gebrochene Lagerfuge 1, 2, 3, 4, 5, deren einzelne Stücke auf den zugehörigen Bögen senkrecht stehen; dieser gebrochenen Lagerfuge entspricht eine aus ebenso vielen Teilen bestehende Lagerfläche. Wählt man jene Absätze unendlich dünn, so geht die gebrochene Lagerfuge in eine Kurve und die ihr zugehörige Lagerfläche in eine windschiefe über. Da jede dieser stetig gekrümmten Lagerfugen die aufeinanderfolgenden, unendlich dünnen Gewölbeelemente unter rechten Winkeln schneidet, so winden sich die Kurven nach Art der Schraubenlinien um die Gewölbefläche.

Die schiefen Gewölbe mit veränderlichem Fugenwinkel. Jene, den Schraubenlinien ähnlichen Lagerfugen hängen von der Form der inneren Gewölbefläche ab, deren zu den Widerlagern senkrechter Schnitt der Normalschnitt des schiefen Gewölbes heifst. Wie die Lagerfugen im Aufrisse (der Stirnansicht) und im Grundrisse zu konstruieren sind, ist aus dem Vorstehenden in Verbindung mit Abb. 67 leicht zu erkennen. Man zeichnet die einzelnen Gewölbestreifen, die tunlichst dünn anzunehmen sind, im Grundrifs und Aufrifs auf und erhält, wenn man beispielsweise von Punkt M ausgeht, in dem Linienzuge 1, 2, 3, 4, 5, welcher die Stirnbogenlinien der aufeinanderfolgenden Gewölbestreifen rechtwinkelig schneidet, den Aufrifs der Lagerfuge. Nach Feststellung des Aufrisses lassen sich die Schnittpunkte 1 bis 5 der Lagerfuge in den Grundrifs übertragen.

Von Interesse ist die Abwickelung des schiefen Gewölbes mit seinen Stirnlinien, Lager- und Stofsfugen auf die Grundrifsebene, indem man die innere Wölbfläche, von einer Kämpferlinie ausgehend, auf einer durch diese gelegten Ebene abrollt. In der Abwickelung ist der Abstand der Kämpferlinien gleich der Bogenlänge des Normalschnittes und der Stirnbogen wird in der aus Abb. 68 ersichtlichen Weise erhalten, indem man für einen beliebigen Punkt des Stirnbogens durch P eine Senkrechte zur Kämpferlinie AB zieht und den Abstand EP'' von AB gleich der Bogenlänge AP', des Normalschnittes macht.

In gleicher Weise findet man die Abwickelung der inneren Bogenlinie für alle der Stirnfläche parallelen Gewölbestreifen, jedoch braucht man dieselben nicht stets von neuem zu konstruieren, da sie alle gleich geformt sind und durch einfache Verschiebung in der Richtung der Gewölbeachse aus der ersten Abwickelung erhalten werden.

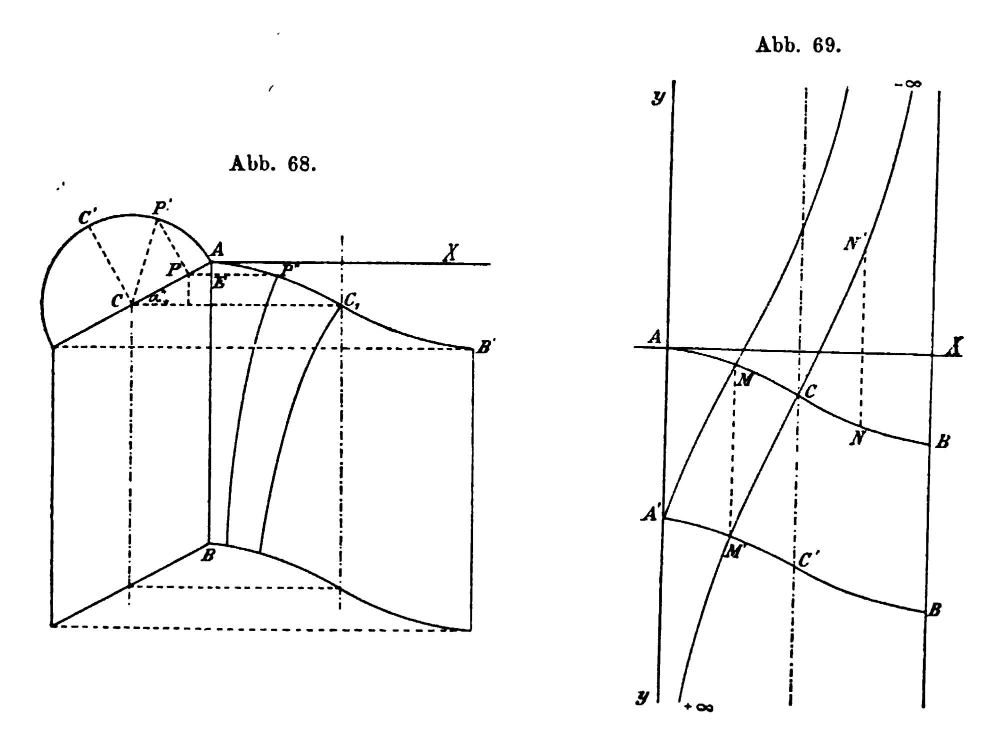


Abb. 68.

Abb. 69.

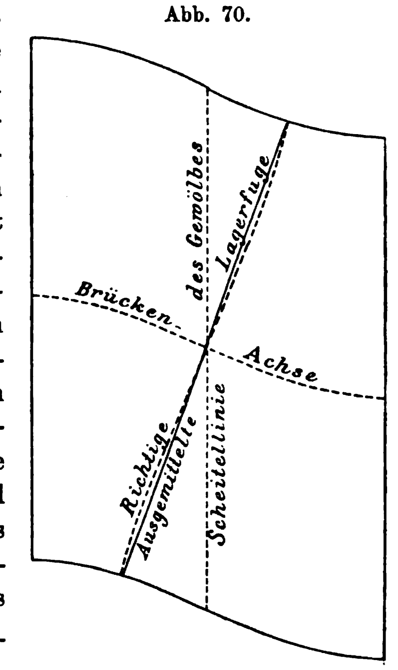
Die Lagerfugen könnten nun durch Abwickelung einzelner Punkte aus dem Grundrisse und Aufrisse gefunden werden. Sie lassen sich aber besser und unmittelbar konstruieren, da sie auch in der Abwickelung die Bogenlinien der einzelnen Gewölbestreifen rechtwinkelig schneiden müssen. Die Stofsfugen sind im Grundrisse gerade und zu den Stirnflächen parallele Linien, in der Abwickelung stehen sie auf den Lagerfugen senkrecht. Die einfachste Konstruktion der Lagerfugen in der Abwickelung besteht nun darin, dafs man zunächst die Abwickelung des Stirnbogens konstruiert, dann das Gewölbe in dünne, zu den Stirnflächen parallele Streifen zerlegt denkt, die betreffenden Schnittlinien durch Verschiebung der Abwickelung des Stirnbogens um die Streifendicke aufzeichnet und nun von einem gegebenen Punkte aus die Lagerfuge stückweise so zieht, dafs sie alle jene Kurven rechtwinkelig schneidet. Abb. 69 zeigt eine so konstruierte Lagerfuge. Dieselbe schneidet die Scheitellinie der abgewickelten Wölbfläche in dem Punkte C und ist daselbst unter dem Winkel $90 - \alpha$ gegen die

Scheitellinie geneigt, während der Neigungs- oder Fugenwinkel auf beiden Seiten mit zunehmendem Abstande der Lagerfuge von der Scheitellinie kleiner wird.

Es seien nun ACB und $A'C'B'$ die 2 Bogenlinien eines Gewölbestreifens von der beliebigen Dicke $b = AA'$, ferner sei M' ein beliebiger Punkt der durch C' gehenden Lagerfuge. Zieht man $M'M$ parallel zur Scheitellinie und legt durch M eine neue Lagerfuge, so ist leicht zu ersehen, dafs deren Fugenwinkel in M ebenso grofs sein mufs, als der Fugenwinkel der ersten Lagerfuge in M'. Denn die Lagerfugen schneiden die Kurven ACB und $A'C'B'$ rechtwinkelig und jene Kurven sind in den Punkten M und M', welche von der Scheitellinie den gleichen Abstand haben, gegen diese gleich geneigt. Ebenso stimmt der Fugenwinkel einer durch den beliebigen Punkt N gelegten Lagerfuge überein mit dem Fugenwinkel der durch C gehenden Lagerfuge in demjenigen Punkte N', welcher mit N den gleichen Abstand von der Scheitellinie hat. Wenn somit eine Lagerfuge konstruiert ist, können beliebige andere durch einfache Verschiebung in der Richtung der Scheitellinie erhalten werden; die gleiche Eigenschaft war bereits für die — den Stirnflächen parallelen — Stofsfugen gefunden worden. Der Umstand, dafs die von zwei aufeinanderfolgenden Lagerfugen begrenzte Schicht mit dem Abstande von der Scheitellinie immer dünner wird, verursacht Unbequemlichkeiten für die Ausführung, weshalb in der Regel ein Näherungsverfahren zur Anwendung kommt, bei welchem die Lagerfugen in der Abwickelung parallele gerade Linien sind.

Die gekrümmte Linie, welche die theoretisch richtige Lagerfuge in der Abwickelung bildet, kann nämlich durch eine gerade Linie am zweckmäfsigsten in folgender Weise ersetzt werden. Man konstruiere in der Abwickelung die beiden Stirnbogenlinien und diejenige Lagerfuge, welche in der halben Tiefe des Gewölbes durch die Scheitellinie geht, alsdann verbinde man die Schnittpunkte jener Lagerfuge mit den beiden Stirnbogenlinien durch eine gerade Linie. Diese letztere ist die gesuchte Lagerfuge mit mittlerem, unveränderlichem Fugenwinkel und alle übrigen Lagerfugen sind derselben parallel zu legen. Abb. 70 veranschaulicht die sehr einfache Konstruktion und zugleich die Abweichungen zwischen der richtigen und der gemittelten Lagerfuge. Die Tangenten der erstgenannten Kurve bilden mit der Scheitellinie die richtigen Fugenwinkel, von welchen der konstruierte mittlere Fugenwinkel nur um 5 bis 6° abweichen darf, damit ein Gleiten der Wölbsteine auf ihren Lagerfugen sicher vermieden werde. Die Abweichungen fallen aber bei gegebenem Schnittwinkel α um so gröfser aus, je gröfser das Pfeilverhältnis des Gewölbes ist. Hieraus ergibt sich für jeden Schnittwinkel α ein gewisser Höchstwert des Pfeilverhältnisses $\frac{f}{l}$, welcher analytisch ausgedrückt werden kann. Einfacher ist es aber, durch zeichnerische Konstruktion den mittleren Fugenwinkel und seine Abweichung von der theoretisch richtigen Lage zu ermitteln, zumal auch die gleichmäfsige Einteilung der Stirnflächen des Gewölbes in Gewölbesteine von gleicher Dicke in Betracht zu ziehen ist und eine kleine Abänderung der vorstehend angegebenen

Abb. 70.



Konstruktion der ausgeglichenen Lagerfugen bedingt (siehe weiter unten). Durchschnittlich kann das gröfste zulässige Pfeilverhältnis wie folgt angenommen werden:

Schnittwinkel α =	80°	75°	65°	55°	45°	40°	30°
$\frac{f}{l}$ =	$^1/_2$	$^1/_3$	$^1/_4$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^1/_7$	$^1/_8$

Die vorerwähnte Rücksichtnahme auf eine gleichmäfsige Einteilung beider Stirnflächen des Gewölbes darf aus Schönheitsrücksichten nicht aufser acht gelassen werden. Werden nun beide Stirnbögen in eine gleich grofse und zwar, des in die Mitte fallenden Schlufssteines wegen, in eine ungerade Anzahl von Schichten eingeteilt, so würden die von jedem Stirnbogen ausgehenden Lagerfugen, wenn sie in der vorstehend angegebenen Weise konstruiert werden, sich im allgemeinen nicht begegnen. Man mufs deshalb die Lagerfugen in der Abwickelung so legen, dafs sie genau auf die Teilungspunkte der Stirnbögen treffen.

Die einzelnen Wölbsteine eines schiefen Gewölbes mit unveränderlichem Fugenwinkel lassen sich, wenn die Lagerfugen und Stofsfugen in der angegebenen Weise festgestellt sind, wie folgt ermitteln und aufzeichnen. Aus der Abwickelung werden die Lagerfugen in den Grundrifs übertragen, was durch Konstruktion ihrer Durchschnittspunkte mit mehreren parallel zu den Stirnflächen gelegten Schnitten bequem ausführbar ist. Aus dem Grundrisse werden sie sodann in den Aufrifs übertragen; die Stofsfugen ergeben sich alsdann aus der Bedingung, dafs sie im Grundrisse gerade, zu den beiden Stirnflächen parallele Linien sind. So erhält man die Begrenzungen sämtlicher Wölbstücke im Grund- und Aufrisse, wobei die Kämpfer eine zickzackförmige Gestalt annehmen, und hieraus alle notwendigen Anhaltspunkte für das Heraustragen und für die Ermittelung der kleinsten Umschliefsungskörper der Gewölbesteine. Sind die Quader hiernach bestellt und zuerst die beiden senkrechten Stofsflächen bearbeitet, so lassen sich auf denselben die etwas gegeneinander verschobenen Vorder- und Hinterflächen auftragen und hiernach die Lagerflächen bearbeiten.

Da die Leibungsflächen der einzelnen Gewölbeschichten zwischen den Stirnen gleiche Breite besitzen, so werden — um an der kostspieligen Bearbeitung der Gewölbesteine zu sparen — häufig nur die Stirnstücke jener Schichten aus Quadern und die übrigen Teile derselben aus mehreren Backsteinschichten hergestellt. Zu dem Ende wählt man die Stärken der Stirnstücke so, dafs sie ein Vielfaches der Ziegeldicke mit Einschlufs ihrer Mörtelfugen bilden. Der Anschlufs dieser Ziegelschichten an die Stirnstücke läfst sich im Scheitel des Gewölbes, wo die Leibungsfläche wagerecht und die Stofsfläche lotrecht ist, sofort bewirken, an allen übrigen Stellen des Gewölbes schliefsen jene beiden Flächen einen um so spitzeren Winkel miteinander ein, je weiter sie von dem Gewölbescheitel entfernt sind. Um nun bei Anwendung von Ziegelschichten diese dort, wo sie die Stirnstücke unter spitzen Winkeln treffen, nicht „verhauen“ zu müssen, zieht man vor, die aus Haustein bestehenden Stirnstücke so „abzuwinkeln“, dafs die Stofsfugen derselben normal zur Richtung jener Ziegelschichten sind. Alsdann müssen ihre in der Leibung sichtbaren Stofsfugen senkrecht auf den geraden Lagerfugen der Abwickelung und ihre Stofsflächen senkrecht auf den Leibungsflächen stehen.

Literatur.

1. Werke über steinerne Brücken.*)

Perronet, Description des projects et de la construction des ponts. Paris 1782.

Derselbe, Description des projects et de la construction des ponts de Neuilly, de Mantes, d'Orléans, de Louis XVI. etc. Deutsch von Dietlein. 1788.

Gauthey, Traité de la construction des ponts. Paris 1809 u. 1813.

Sganzin, Grundsätze der Brücken-, Kanal- und Hafenbaukunde, deutsch von Lehritter und Straufs. Regensburg 1832.

Derselbe, Programme ou resumé des leçons d'un cours de construction. 4. édit. 1839—1841.

Müller, C. E., Die Nydeckbrücke über die Aare bei Bern. Zürich 1845.

Fontenay, T., Construction des viaducs, aquéducs, ponts et ponceaux en maçonnerie. Paris 1852. Referat hierüber in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1852.

Derselbe, Die Konstruktion der Viadukte, Aquadukte und Brücken von Mauerwerk. Deutsch von Hertel. Weimar 1854.

Kohl, Beschreibung der Göltzschtal- und Elstertal-Überbrückung. 1854.

Müller, H., Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig 1860.

Schwarz, Der Brückenbau. Berlin 1866.

Haskoll, W. D., Examples of bridges and viaducts. 1867.

Perdonnet et Polonceau, Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Paris 1867.

Heinzerling, F., Die Grundzüge der konstruktiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbaukonstruktionen. Leipzig 1870—1874.

Winkler, E., Vorträge über Brückenbau. Wien 1872.

Becker, Max, Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. 4. Aufl. Stuttgart 1873.

Charpentier, A., Traité pratique des ponceaux, ponts et viaducs en maçonnerie. Paris 1874.

Decomble, E., Ponts en pierre. Paris 1874.

v. Kaven, A., Disposition von Brücken und praktische Details. Aachen 1874.

Heinzerling, F., Die Brücken der Gegenwart. Abt. II. Steinerne Brücken, Heft 1 u. 2. Aachen 1875 u. 1877.

Morandière, R., Traité de la construction des ponts et viaducs. Paris 1876.

Ludwig, R., Das Entwerfen einfacher Bauobjekte im Gebiete des Eisenbahn-Ingenieurwesens. Weimar 1884. I. Band (Wegeüberführungen in Stein, Eisen und Holz).

Die Bauwerke der Berliner Stadtbahn. Berlin 1886.

Brückenbau. Teil des Handb. der Baukunde. Abt. III. Heft 4. Bearbeitet von Housselle. Berlin. Ernst Toeche 1892.

v. Leibbrand, K., Die König Karl-Brücke über den Neckar zwischen Stuttgart und Cannstatt. Berlin 1895.

v. Leibbrand, K., Gewölbte Brücken. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, II. Gruppe, 7. Heft. Leipzig 1897.

2. Artikel aus Zeitschriften.**)

Mehrtens, G., Fortschritte im Bau von steinernen Brückengewölben. Zentralbl. d. Bauverw. 1885, S. 473.

Das Wölben steinerner Brückenbogen. Schweiz. Bauz. 1886, II. S. 144.

Steinerne Strafsenbrücke über den Main in Würzburg (Luitpold-Brücke). Schweiz. Bauz. 1886, S. 138.

Séjourné, M., Bau der Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette. Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 409; Nouv. annales de la constr. 1887, S. 65.

---

*) Man vergl. auch die Literatur-Angaben zu Kap. I u. III. Die Werke sind nach der Zeitfolge ihres Erscheinens aufgeführt.

**) Ausführliche Literatur-Zusammenstellung ist zu finden in: v. Leibbrand, Gewölbte Brücken. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Leipzig 1897, sowie in Kap. III. Hierselbst sind nur die wichtigeren neueren Ausführungen aufgenommen.

Rheinhardt, Über die Kunst des Wölbens. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 325.

Strafsenbrücke über die weifse Elster in Zeitz. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 507.

Dyckerhoff, E., Über Betonbauten. Deutsche Bauz. 1888, S. 242; 1892, S. 496 u. 513.

Über die Verwendung von drei Gelenken in Steingewölben von Köpcke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374.

v. Leibbrand, K., Steinbrücken mit gelenkartigen Einlagen. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 235; Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 899; Engineering 1892, I. S. 557.

Die Brücke Boucicaut zu Verjux. Génie civil 1891, S. 5. — Annal. des ponts et chaussées 1892, II. S. 445.

Neue Oderbrücke in Frankfurt a. d. O. Baugewerks-Ztg. 1892, S. 817 und Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.

Tolkmitt, G., Gewölbte Brücke in Cöpenick. Zeitschr. f. Bauw. 1892, S. 355.

Brücken der Wengern-Alp-Bahn. Schweiz. Bauz. 1893, S. 57.

Melan, J., Gewölbe aus Beton in Verbindung mit eisernen Bögen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 166.

Braun, Betonbrücke über die Donau bei Rechtenstein. Zeitschr. f. Bauw. 1893, S. 439.

Beton-Eisenbrücke über die Nyitra in Neuhäusel (Ungarn) nach dem System Wünsch. Deutsche Bauz. 1893, S. 167. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 305.

Hufs, L., Die Bauvollendung der grofsen gewölbten Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1894, S. 533 (vergl. auch 1893, No. 42). — Deutsche Bauz. 1895, S. 57. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1895, S. 415.

v. Leibbrand, K., Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen. Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 541. — Zeitschr. deutscher Ing. 1894, S. 908. — Schweiz. Bauz. 1894, I. S. 22. — Génie civil 1894/95, S. 104. — Deutsche Bauz. 1894, S. 15 u. 493. — Nouv. ann. de la constr. 1895, S. 25.

Steinerne Brücken und Viadukte der Eisenbahnlinie Argenteuil-Mantes. Rev. gen. des chemins de fer 1894, I. S. 171. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 48.

Neubau der Strafsenbrücke über die Saale in Kösen. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 410.

Moser, R., Über steinerne Brücken. Schweiz. Bauz. 1895, I. S. 146.

Herwelly, Fortschritte auf dem Gebiete des Stampfbeton-Brückenbaues. Zeitschr. f. Transportw. und Strafsenbau 1895, S. 482.

Bericht des Gewölbe-Ausschusses des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. in dessen Zeitschrift 1895, No. 20—34.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb für eine feste Rheinbrücke bei Bonn. Berlin 1895. Ernst u. Sohn.

v. Emperger, Fr., Melan'sche Betonbrücken in Nord-Amerika. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, S. 525. — Ann. f. Gew. u. Bauw. 1895, S. 228.

Brückenbauten der Stadt Berlin. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896, S. 218 u. f. — Deutsche Bauz. 1895, S. 419.

Brücke de la Coulouvrenières über die Rhone in Genf. Génie civil 1896, S. 129.

Leibbrand, M., Donaubrücke zu Inzigkofen. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 279.

Mehrtens, Der Brückenbau sonst und jetzt. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1898, Heft 1.

Krone, Entwurf für eine gewölbte Strafsenbrücke über den Rhein bei Worms. Allgem. Bauz. 1898, S. 19.

Betonbrücke mit Granitgelenken über die Eyach, von M. Leibbrand gebaut. Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 187.

Mehr, P., Neue Muldenbrücke bei Niederschlema. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1899, S. 362.

Gelenke massiver Bogenbrücken. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen. Wochenausgabe 1899, S. 564. Desgl. Schweiz. Bauz. 1899, Bd. 34, S. 10; 1900, Bd. 35, S. 73, Bd. 36, S. 151. — Südd. Bauz. 1899, S. 460; 1900, S. 5. — Deutsche Bauz. 1900, S. 10 u. 17.

Krone, Einige Gedanken über den Bau gewölbter Brücken. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1899, S. 263.

Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim. Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenb. 1899, S. 327, 344, 360.

Moser, R., Über Anlage und Kosten der Bahnviadukte. Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 35, S. 279.

Memoire sur le Tracé et le calcul des voûtes en maçonnerie. Ann. des ponts et chaussées 1900. Viertes Vierteljahr. S. 141—233.

Ritter, W., Die Bauweise Hennebique u. s. w. Schweiz. Bauz. 1899, No. 5—7 (vergl. auch dieselbe Zeitschrift 1900, S. 235 u. 240).

Schuster, Die Berechnung der in den Gelenken steinerner Brücken auftretenden gröfsten Pressung. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 132 (vergl. auch hierzu die von Schuster benutzten Barkhausen'schen Formeln).

Rofshändler, Anwendung und Theorie der Betoneisenbauten. Schweiz. Bauz. 1900, Bd. 36, S. 93, 101, 169.

Brücke über die Vienne bei Châtellerault. Hennebique-Brücke mit 40, 50, 60 m Spannweite. Nouv. ann. de la construction 1900, S. 81. — Schweiz. Bauz. 1901, Bd. 37, S. 227.

Mörsch, Bestimmung der Stärke von Brückengewölben mit 3 Gelenken; Nebenspannungen daselbst. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen, Heft-Ausgabe 1900, S. 175 u. 193.

Einflufs des Wassers auf die Standsicherheit steinerner Brücken. Deutsche Bauz. 1901, S. 587.

Talbrücke der Härtfeldbahn bei Unterkochen in Württemberg. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 244.

Künstlerische Ausbildung von Steinbrücken mit besonderer Berücksichtigung des Neubaues der Charlottenburger Brücke. Deutsche Bauz. 1901, S. 314 u. 568.

Landsberg, Th., Beitrag zur Theorie der Gewölbe. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901, S. 1765.

Die neuen Belastungs-Vorschriften für die Brücken der Preufs. Eisenb.-Verw. vom April 1901. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 381.

v. Weyrauch, Über die Zunahme von Brückenspannweiten im neunzehnten Jahrhundert. Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 465 u. 617.

v. Emperger, Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Eisen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 117 (vergl. hierzu auch die den gleichen Stoff behandelnde Zeitschrift von v. Emperger).

Viadukt von Mussy. Ann. des ponts et chaussées 1901, I. S. 235. — Génie civil 1901, Bd. 39, S. 360.

Neue Strafsenbrücke über den Main bei Miltenburg. Dreigelenkbrücke aus Bruchstein mit 31,2 bis 34,2 m Spannweite. Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 207.

Neue Prinzregenten-Brücke in München. Steinbrücke mit Gelenken. Südd. Bauz. 1901, S. 126.

Die grofsen Steingewölbe der Bahnstrecke Neustadt-Donaueschingen (Schwändelholztobel- und Gutach-Brücke). Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 453. — Schweiz. Bauz. (v. Moser) 1901, Bd. 38, S. 271.

Strafsenbrücke über das Pétrussetal bei Luxemburg, vergl. u. a. Bulletin mensuel, Organe officiel de l'Association des ingénieurs Luxemburgeois No. 5, September 1901 u. No. 1, Mai 1902. — Bauingenieur-Ztg. 1902. — Deutsche Bauz. 1902, S. 521, 533, 537. — Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 461.

Landsberg, Th., Der Wettbewerb in dem Entwurf einer festen Strafsenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Berlin 1901. Ernst u. Sohn; den gleichen Stoff behandelt C. Bernhard. Berlin 1901, J. Springer.

Flutbrücke im Zuge der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe zu Dresden, vergl. die Bahnhofsanlagen in Dresden von Köpcke in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. Bd. 42.

Donau-Strafsenbrücke zu Ehingen in Württemberg. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 506 u. 521.

Bericht des zweiten Gewölbe-Ausschusses über die Ergebnisse der zur Ergänzung der Purkersdorfer Gewölbeversuche angestellten Druckversuche mit Probekörpern. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, No. 25.

Föppl, Reibung in Brückengelenken. Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 197.

Spitzer, A., Versuchsergebnisse bei Erprobung von Beton- und Betoneisenbauten. Vortrag. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, S. 665 (desgl. Südd. Bauz. 1902, S. 90, 96, 115).

Neubau der mittleren Rheinbrücke in Basel, vergl. u. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1902. — Schweiz. Bauz. Bd. 39. S. 30, 40, 49, 60, 63, 72.

Die Betonbrücken auf der Düsseldorfer Ausstellung. Deutsche Bauz. 1902, S. 423, 435 u. 447.

Die Max Joseph-Brücke in München. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, S. 427.

Probst, Ein Beitrag zum Steinbrückenbau. Deutsche Bauz. 1902, S. 7.

Bedingungen für Herstellung und Widerstandsfähigkeit von Steinbrücken. Rev. techn. 1902, S. 35.

Leibbrand, M., Neckarbrücke bei Neckarshausen. Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 455.

L. v. Willmann, Die Quaderabdeckung der Flügelmauern. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1903, Heft 4.

3. Theoretische Werke, Sammelwerke und Hilfsbücher.

Scheffler, H., Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig 1857.

Dupuit, J., Traité de l'équilibre des voûtes et de la construction des ponts en maçonnerie. Paris 1870.

Deutsches Bauhandbuch, Eine systematische Zusammenstellung der Resultate der Bauwissenschaften mit allen Hilfswissenschaften u. s. w. Berlin 1879/82.

Gros de Perrodil, M., Résistance des voutes et arcs métalliques. Paris 1879.

Ritter, A., Lehrbuch der Ingenieur-Mechanik, 2. Aufl. Leipzig 1885.

Keck, W., Vorträge über Elastizitäts-Lehre. Hannover 1893.

Keck, W., Vorträge über graphische Statik. Hannover 1894.

Tolkmitt, G., Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. Berlin 1895. 2. Aufl., bearbeitet von A. Laskus, Berlin 1902. W. Ernst u. Sohn.

v. Weyrauch, J., Die elastischen Bogenträger. 2. Aufl. München 1897.

Ermittelung der Spannungen in steinernen Brücken nach der Elastizitätstheorie nach Vorträgen von Mehrtens. Als Handschrift gedruckt. Herausgegeben vom Ing.-Ver. a. d. kgl. techn. Hochschule zu Dresden 1901.

Erläuterungen zu der Ausstellung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten zu Paris auf der Pariser Weltausstellung 1900.

Foerster, M., Neue Brückenbauten in Österreich und Ungarn. Leipzig 1899. Wilhelm Engelmann.

Die Brücken der Stadt Berlin. Herausgegeben vom Magistrat zu Berlin. Berlin 1900.

Der Betonbau, seine Anwendung und Theorie. Herausgegeben von Wayss und Freytag A. G., bearbeitet von E. Mörsch. II. Aufl. Im Selbstverlage der Firma 1902.

III. Kapitel.

Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken.

Bearbeitet von

Geh. Hofrat **Mehrtens,**

Ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden.

(Hierzu Tafel XIV bis XXIII und 64 Textabbildungen.)

§ 1. Einleitung. Im Bau steinerner Brücken haben sich, wie schon in den beiden vorhergehenden Kapiteln hervorgehoben worden ist, von aufserdeutschen Ländern namentlich Frankreich und England ausgezeichnet. In Amerika spielen die Steinbrücken vergleichsweise nur eine untergeordnete Rolle. Vergleicht man die Fachliteratur dieser drei fremden Länder, so findet man, dafs eine wesentliche Ausbeute für die Bearbeitung des vorliegenden Gegenstandes allein die französische Literatur liefert. Die englischen Ingenieure beschränken sich bei Veröffentlichungen meist auf eine Beschreibung der fertigen Bauwerke; Einzelheiten der Ausführung werden von ihnen fast ganz übergangen. Amerika bevorzugte bisher hölzerne und eiserne Brücken; so erklärt es sich, weshalb im Nachstehenden über englische und amerikanische Ausführungen wenig die Rede ist.

Anders liegt die Sache in Frankreich. In diesem Lande wurde der Bau steinerner Brücken seit Jahrhunderten mit besonderem Erfolge gepflegt. Dort ist auch seit langer Zeit ein zweckmäfsig geregelter, durch Staatsbeamte überwachter Unternehmerbau eingeführt und Veranlassung geworden, die Einzelheiten der Ausführung nach jeder Richtung hin gut auszubilden. Die Anordnung der französischen Gerüste nimmt einen hohen Rang ein und die Anwendung dieser und anderer Hilfsmittel wird in Frankreich wesentlich unterstützt durch das Vorhandensein vorzüglicher natürlicher Zemente und die Verwendung kleiner Bruchsteine zu Pfeilern und Gewölben. Dazu kommt noch die französische Gewohnheit, alle bei der Herstellung grofser Bauten gemachten Erfahrungen ausführlich zu veröffentlichen. Dies geschieht durch die tüchtig geschulten Ingenieure des Staates in den bekannten *Annales des ponts et chaussées* in musterhafter Weise und von der Regierung werden diese Veröffentlichungen wirksam unterstützt. Hierdurch wird das, was Frankreich auf dem Gebiete des Brückenbaues leistet, Gemeingut aller gebildeten Nationen.

In Deutschland hat man beim Bau der steinernen Brücken lange Zeit an alten Formen festgehalten und nicht minder an einer etwas schwerfälligen Ausführungsweise. Selbst die grofsen Talbrücken der deutschen Eisenbahnen sind meistenteils unter Anwendung von schweren festen Gerüsten und unvollkommenen Hilfsvorrichtungen erbaut.

Der Aufschwung des deutschen Brückenbaues in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts erstreckte sich auch auf die Ausführung der Steinbrücken. Für ihre Vervollkommnung sind einerseits die Vertiefung theoretischer Erkenntnis, anderseits die Ausbildung des Material-Prüfungswesens, sowie namentlich auch die Heranbildung tüchtiger Bauunternehmer und die damit verbundene ausgedehntere Anwendung des Unternehmerbaues wirksam gewesen. Dafs in der deutschen technischen Literatur ein reger Eifer herrscht, ist bekannt. Es haben danach namentlich die Aufzeichnungen in französischen und deutschen technischen Zeitschriften die Grundlage für die vorliegende Behandlung der Ausführung steinerner Brücken geliefert.

Der gesamte Stoff ist bei der Bearbeitung in folgender Weise gegliedert:

A. Vorbereitung und Leitung der Bauarbeiten.
B. Gerüste und Geräte.
C. Lehrgerüste.
D. Eigentliche Bauarbeiten.
E. Unterhaltungs-, Wiederherstellungs- und Umbauarbeiten, einschliefslich der Arbeiten während des Betriebes.
F. Kosten und Literatur.

Eine Unterteilung dieser Abschnitte ergibt sich geeignetenfalls, wie bei früheren Gelegenheiten, aus der Gröfse und der Bedeutung der Bauwerke. Es werden danach unterschieden:

1. Kleine Brücken, d. h. solche, die sich weder durch grofse Lichtweiten, noch durch grofse Höhenentwickelung auszeichnen. Es sind dies zugleich Brücken, die meistenteils nach Normalien (vergl. § 9 des I. Kapitels) gebaut werden.
2. Gröfsere Brücken, d. h. Flufsbrücken (Strombrücken), bei denen die Längenentwickelung und
3. Talbrücken (Viadukte), bei denen die Höhenentwickelung vorherrscht.

Von einer Erörterung der Herstellung der Gründungen, sowie von einer eingehenden Besprechung der zahlreichen, bei grofsen Bauausführungen benutzten Hilfsmaschinen konnte abgesehen werden, weil diese Gegenstände im ersten Teile (Kap. VI, Grundbau) und im vierten Teile (Baumaschinen) behandelt werden. Ebenso mufs wegen der Einzelheiten der Materialien-Prüfungen auf das Kap. XV, Band IV des vierten Teiles verwiesen werden. Dagegen sind bei Erörterung der Herstellung der steinernen Pfeiler an geeigneten Stellen auch solche Pfeiler berücksichtigt, die als Stützen eines eisernen Überbaues dienen.

A. Vorbereitung und Leitung der Bauarbeiten.[1])

§ 2. Gliederung der Bauverwaltung im allgemeinen. 1. Beim Brückenbau, wie beim Bau der Verkehrswege überhaupt, handelt es sich um die Herstellung von Werken, die bei tunlichst eingeschränkten Baukosten und gediegener Ausführung demnächst geringe Unterhaltungskosten erfordern und die eine grofse Dauer haben sollen; es handelt sich dabei mit anderen Worten um die Durchführung des wirtschaftlichen Grundsatzes, viel mit geringen Mitteln zu leisten. Von solchen Gesichtspunkten wird aber ein Bau keineswegs von allen dabei tätigen Personen betrachtet. Das Bestreben

[1]) Das Kap. II, „Bauleitung" des ersten Teiles dieses Werkes (4. Aufl.) ergänzt das hier Gesagte in manchen Stücken.

der grofsen Masse der Arbeiter und Handwerker, mitunter auch das Bestreben der Bauunternehmer, ist in erster Linie auf den Gelderwerb gerichtet. Interesse am Verringern der Unterhaltungskosten und an der Dauer der Bauwerke liegt diesen Kreisen oft fern. Um nun trotz der bezeichneten Gegenströmungen wirtschaftlich verfahren zu können, mufs die Bauverwaltung im allgemeinen sich in drei Klassen von Beamten gliedern, unter denen die Geschäfte der Bauaufsicht, Bauführung und Bauleitung angemessen zu verteilen sind. Die Klasse der Bauaufsichts-Beamten soll nach Ausbildung und Stand dem Handwerker und dem Arbeiter nicht allzu fern stehen, um in erfolgreicher Weise mit jenen namentlich dann zu verkehren, wenn Arbeitsmängel zu rügen und abzustellen sind. Die bauführenden Beamten (Sektionsbaumeister, Abteilungsbaumeister) sollen infolge einer höheren Bildung volles Verständnis für die Ziele der Bauausführung mitbringen, daneben aber praktische Erfahrung in ihrem Fache und Fähigkeit zum Entwerfen und Berechnen der Konstruktionen haben. Die Bauleitung fällt den Oberbehörden (Aufsichtsbehörden) oder sonst geeigneten Personen zu. Je höher die Stellung des einzelnen in dieser Stufenfolge, desto idealer und desto mehr auf das Grofse gerichtet soll seine Auffassung sein.

Solcher Art sind im allgemeinen die Einrichtungen, wie sie bei den Staats-Bauverwaltungen beispielsweise in Deutschland und in Frankreich sich herausgebildet haben. In England und in Amerika bleiben die Bauten meist der Privattätigkeit überlassen. Wie aber auch die Bauverwaltung gegliedert sein möge, ob mehr zentralisiert oder dezentralisiert, unter allen Umständen wird es zweckmäfsig sein, den einzelnen Personen innerhalb eines angemessen begrenzten Wirkungskreises eine möglichst ausgedehnte Machtvollkommenheit und Verantwortlichkeit zu übertragen und die Überwachung der Arbeit in richtigen Grenzen zu halten.

2. Als Sonderfall möge beispielsweise der Geschäftsgang bei Erbauung einer Brücke in einer preufsischen Staats-Eisenbahnlinie behandelt werden. Die Oberbehörden (Aufsichtsbehörden) wären dann:

a) Der Minister der öffentlichen Arbeiten,
b) die Landesregierungen.

Die Entwürfe werden von den bauleitenden Behörden — also den Eisenbahndirektionen oder eigens dazu eingesetzten Bauämtern — nach erfolgter landespolizeilicher Prüfung durch die betreffende Regierung dem Ministerium zur Feststellung und Genehmigung vorgelegt. Die landespolizeiliche Prüfung erfolgt nach stattgehabter Begehung der zu bauenden Linie unter Zuziehung der beteiligten Gemeinden, Grundbesitzer und sonstigen Interessenten, als Berg- und Forstbeamte, benachbarte Verkehrsverwaltungen u. s. w. Bei dieser Gelegenheit werden — was die Brücken betrifft — in der Regel nur die allgemeinen Verkehrs- und Vorflutverhältnisse, sowie die Durchflufsweiten, lichten Höhen und Weiten u. dergl. verhandlungsgemäfs festgesetzt. Bei gröfseren Brücken wird die Vorlage von Sonderentwürfen vorbehalten.

Nach erfolgter Feststellung und Genehmigung erhält die den Bau leitende Behörde die (in der Regel auch in den Kosten festgesetzten) Vorlagen mit der Ermächtigung zurück, die Ausführung danach unter Beachtung etwaiger Prüfungsbemerkungen u. s. w. zu bewirken.

Bildet die Brücke einen Teil eines Strafsenbaues, so werden bei dem Verfahren zur Feststellung der Pläne noch Provinzial-, Kreis- und Stadtbehörden zugezogen. Die Unterhaltung und das Eigentum u. s. w. der preufsischen Staatsstrafsen ist nämlich durch Gesetz an die Provinzialbehörden übergegangen, mit Ausnahme einer Anzahl von grofsen

Brücken, deren Unterhaltung dem Staate verblieben ist. Die letzte Genehmigungsstelle für Strafsenbauentwürfe ist daher im allgemeinen der Provinzialrat oder sein technisches Mitglied, der Landesbaurat. In allen Fällen jedoch, wo es sich um grofse Brücken über schiffbare Flüsse handelt, oder um solche Brücken, die zum Teil aus Staatsmitteln errichtet werden, unterliegt die Genehmigung der Brückenentwürfe auch noch dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

3. Bevor die endgiltige Genehmigung der Pläne herbeigeführt worden ist, hat die Bauleitung in vielen Fällen ihre Vorarbeiten für den Bau bereits zu beginnen und möglichst so zu betreiben, dafs nach Eintreffen der Genehmigung die Ausführung sofort ins Werk gesetzt werden kann. Zu diesen Vorarbeiten gehören namentlich: Gliederung (Organisation) des Baupersonals, Mafsnahmen für die Vergebung der Bauarbeiten, Einrichtung der Baustelle, Beschaffung der Baustoffe u. s. w.

§ 3. Gliederung des Baupersonals. 1. Es möge wieder angenommen werden, die Brücke liege in einer zu erbauenden längeren Verkehrslinie, die einer oberen Baubehörde oder einem technischen Oberleiter unterstellt ist. Dann wird die Linie gewöhnlich in Bauabteilungen eingeteilt, die ihrerseits wieder in Strecken zerlegt werden, und bei der Bemessung der Streckenlängen ist die Zahl oder Gröfse der darin liegenden Brückenbauten von wesentlichem Einflufs. Bedeutende Bauwerke bilden eine Abteilung oder, falls sie doch innerhalb einer Abteilung zu liegen kommen, jedenfalls eine Strecke für sich.

Der Abteilungsbaumeister empfängt in der Regel die fertigen Baupläne von seiner vorgesetzten Behörde und hat dann zunächst den gröfsten Teil aller derjenigen Unterlagen zu schaffen, die für die Verdingung der Bauarbeiten erforderlich werden; er leitet auch das Verfahren der Verdingung ein und bereitet alles so weit vor, dafs die ihm vorgesetzte Behörde nur noch die Verträge zu genehmigen braucht. Während der Bauausführung führt er die Oberaufsicht über das gesamte Personal und Material der Abteilung und leitet das Rechnungswesen. Als Hilfskräfte sind ihm in der Regel ein Abteilungsfeldmesser, mehrere Techniker für die Bureauarbeiten, ein Rechnungsführer und mehrere Schreiber beigegeben. Er ist der nächste Vorgesetzte des Streckenbaumeisters.

Der Streckenbaumeister, dem zur Erledigung der Einzelheiten der Ausführung Aufseher, Materialienverwalter, Bauschreiber und Zeichner zur Seite stehen, empfängt die Abzeichnungen der Pläne und Kostenanschläge aus der Hand der Abteilung und leitet danach und nach Mafsgabe der ihm von der Abteilung zugehenden besonderen Weisungen die Ausführungen aller in seiner Strecke liegenden Bauten. Er hat der Abteilung nach Vorschrift regelmäfsige und in schwierigen Fällen und bei unvorhergesehenen Ereignissen auch besondere Berichte zu erstatten, ferner zugleich Vorschläge für weitere Mafsnahmen zu machen. Wenn Gefahr im Verzuge ist, darf er auch ausnahmsweise selbständig Anordnungen treffen, für welche er sonst in der Regel erst Genehmigung einholen mufs.

Für die Leistungen seiner Unterbeamten ist er verantwortlich, deshalb wird er deren Tätigkeit dauernd im Auge halten müssen. Besonders bezieht sich dies auf die Bauaufseher, denen die Überwachung sämtlicher Bauarbeiten während der ganzen täglichen Arbeitszeit, die Ausführung der kleineren täglichen Messungen und Berechnungen, die Führung der Arbeitsnachweise, die Aufstellung der Lohnlisten und die Löhnung der Arbeiter obliegt und die verpflichtet sind, zur Aufrechthaltung der Zucht und Ordnung unter den Arbeitern mitzuwirken.

Wenn den Bauaufsehern, aufser ihren obigen Geschäften, auch noch die Verwaltung der Materialien und Streckengeräte, Beaufsichtigung der Erdarbeiten u. s. w. übertragen wird, so wird es ihnen dadurch erschwert, auf die eigentliche Ausführung stets ein wachsames Auge zu haben, daher sollte bei kleineren Bauten die einem Bauaufseher zuerteilte Strecke nicht zu lang bemessen werden (2, höchstens 4 **km**), damit er imstande ist, alle Arbeitsstellen seiner Strecke täglich mehrere Male zu begehen.

Um bei gröfseren Bauten die Kräfte des einzelnen nicht zu sehr zu zersplittern, ist es einerseits zu empfehlen, die Bauaufsicht von der Materialienverwaltung zu trennen und anderseits eine genügende Anzahl von Aufsehern einzustellen, damit zu keiner Zeit und an keiner wichtigen Arbeitsstelle die Arbeiten ohne Aufsicht sind.

2. Der Bauaufseher hat in Form von täglichen oder wöchentlichen Nachweisen (vergl. besondere Bedingungen u. s. w. § 19), über die Zahl der beschäftigten Arbeiter, der im Betriebe befindlichen Pferde und Geräte, über Witterungsverhältnisse, kurz über alle beim Bau vorkommenden Ereignisse und Störungen genaue Tageslisten zu führen, die bei grofsen Bauten als Unterlagen für das vom Streckenbaumeister zu führende Tagebuch dienen.

Die Form der Nachweise kann je nach der Ausführungsart (ob Regie- oder Unternehmerbau) oder je nach der Bedeutung des Bauwerkes oder dem Ermessen der bauleitenden Ingenieure eine verschiedene sein.

Im allgemeinen dienen für die wöchentlich einzureichenden Nachweise beim Bau kleinerer Brücken die nachstehenden Vordrucke, die mit einer geringen Abänderung der Spalte „Bezeichnung der Baustelle“ auch für gröfsere Brücken benutzt werden können.

. . . . . . Eisenbahn. (Vorderseite.)
Neubaustrecke . . . . . .
Strecke:

Arbeits-Nachweis

für die Zeit vom . . ten . . . . . . bis . . ten . . . . . . 19 . .

No.	Namen des Unternehmers	Bezeichnung der Baustelle		Maurer	Zimmerleute	Vorarbeiter	Arbeiter	Wagen	Kippkarren	Bockkarren	Pferde	Beschreibung der geleisteten Arbeit	Bemerkungen.
		Station	Schacht (Schachtmeister) Bauwerk (Polier)	Tagewerke				Stückzahl					

. . . . . . Eisenbahn. (Rückseite.)
Neubaustrecke . . . . . .
Strecke:

Materialien-Nachweis

für die Zeit vom . . ten . . . . . . bis . . ten . . . . . . 19 . .

No.	Bezeichnung der Baustelle		Namen des Liefernden	Bruchsteine	Ziegel	Werksteine	Zement	Kalk	Sand	Pflastersteine	Kies			Bemerkungen
	Station	Bauwerk		cbm	Stück	cbm	Tonne	cbm	cbm	cbm	cbm			

Die Nachweise sind zweckmäfsig in Aktenform anzufertigen. Die Rückseite trägt aufser der obigen Einteilung noch die Vermerke:

„Aufgestellt d . . . . . .“ und „Geprüft d . . . . . .“

nebst den Unterschriften des Aufsehers und Streckenvorstandes.

Für die Tagesnachweise gröfserer Bauwerke empfiehlt sich etwa der folgende Vordruck:

Nachweis

über die Arbeiten . . . .

am . . ten . . . . . . 19 . .

Arbeitszeit von . . Uhr . . . . . . bis . . Uhr . . . . . .

Baustelle	Beschreibung der im Laufe des Tages ausgeführten Leistung	Zeitdauer der Leistung				Anzahl der dabei beschäftigten Arbeiter							Gröfse der Leistung				Bemerkungen über Hilfsvorrich ungen, Geräte, Motoren, Störungen oder sonstige Vorkommnisse.
		von		bis													
		Uhr	Min.	Uhr	Min.	Erdarbeiter	Maurer	Steinhauer	Zimmerleute	Mörtelmacher	Handlanger	Sonstige Arbeiter	cbm	qm	m	Stück	

Alle Nachweise sind für vertragsmäfsige und aufservertragsmäfsige Arbeiten (Nebenarbeiten) getrennt zu halten. Sie bleiben auf dem Streckenbureau, wo dann mit ihrer Benutzung und auf Grund besonderer Aufmessungen in der Regel allmonatlich eine übersichtliche Zusammenstellung der Gesamtleistungen mit erläuterndem Bericht für die Abteilung angefertigt wird.

Da diese Zusammenstellungen sowohl den Fortschritt der Arbeiten zur Darstellung bringen, als auch gleichzeitig eine Unterlage für Abschlagszahlungen abgeben sollen, so ist es zweckmäfsig, wenn sämtliche Posten des Preisverzeichnisses darin aufgeführt sind.

Der nachstehende, für kleine Bauwerke zu benutzende Vordruck, der allmonatlich dem Streckenbaumeister für weitere Eintragungen zurückgegeben wird, hat sich als übersichtlich und zweckmäfsig erwiesen.

(Vorderseite.)

No.	Station	Bezeichnung des Bauwerkes	Lichte Weite m	Gesamt-Mauermassen cbm	Bis zum 1. April 19 . . sind gefördert	Von dem Unternehmer geförderte Mauermassen														
						im Jahre 19 . . bis letzten									Im Jahre 19 . . bis letzten					
						April	Mai	Juni	Juli	August	Septbr.	Oktobr.	Novbr.	Dezbr.	Januar	Febr.	März	April	Mai	Juni

(Rückseite.)

Zusammenstellung

der auf der . . . Strecke geleisteten Nebenarbeiten nach Posten des Preisverzeichnisses geordnet.

19 . .	Erdarbeiten							Kunstbauten						
	Wegebefestigungen				Chaussierung	Pflaster	Tonröhren 0,3 m	Spundwände	Balkenhölzer	Schmiedeeisen	Beton	Hilfsbrücken		Eisenrohr 0,5 m
	Pos. 2	Pos. 2a	Pos. 3	Pos. 3a	Pos. 4	Pos. 5	Pos. 6	Pos. 2	Pos. 3	Pos. 4	Pos. 5	Pos. 6	Pos. 7	Pos. 8
	qm	qm	qm	qm	qm	qm	m	m	cbm	kg	cbm	cbm	cbm	m
April														

Bei grofsen Brücken oder bei Ausführung kleiner Brücken mit vielen Einheitspreisen würde der vorstehende, für die Berichte der Strecken und der Abteilung bestimmte Vordruck zu umfangreich und zu wenig übersichtlich werden, weshalb es vorzuziehen ist, hier als Anlage des Berichtes jedesmal einen Auszug aus dem Kostenanschlage beizufügen.

Es liegt besonders in der Hand des örtlichen Bauleiters, durch entsprechende Anweisungen dafür zu sorgen und darüber zu wachen, dafs sämtliche Nachweise von den Aufsichtsbeamten mit solcher Gründlichkeit und in solcher Ausführlichkeit aufgestellt werden, wie es für die Erlangung einer genauen Kenntnis der Arbeitsleistungen und des Materialverbrauches für jede Gattung der vorkommenden Arbeiten notwendig ist.

Bei Darstellung der Gesamtfortschritte eines gröfseren Brückenbaues leisten graphische Darstellungen gute Dienste, in denen die Zeiten auf einer Abszissenachse und die Höhen, die das Bauwerk in seinen einzelnen Teilen erreicht hat, auf der Ordinatenachse vermerkt werden (s. u. a. Zeitschr. f. Baukunde 1880, Bl. 18).

Eine genauere Kenntnis der Bauergebnisse ermöglicht es nicht allein, bei Beendigung des Baues die Angemessenheit der gezahlten Preise nachträglich zu prüfen, sondern auch eine Veröffentlichung jener Ergebnisse wird in weiteren Kreisen als willkommenes statistisches Material für die Bearbeitung künftiger Entwürfe geschätzt. Es kann deshalb nicht genug darauf hingewiesen werden, welches Verdienst sich die Bauleitung durch die Veröffentlichung solcher auf gründliche Versuche und Ermittelungen gestützten Zahlen erwirbt. Leider ist die deutsche Literatur nicht reich an derartigen Veröffentlichungen. Die vorhandenen ziffermäfsigen Angaben zusammen mit den aus eigener Erfahrung oder durch Erkundigungen an mafsgebenden Stellen geschöpften Zahlenwerten sind in Abschnitt F. (§ 33 bis 38) verwertet.

§ 4. Verdingung (Vergebung) der Bauarbeiten. 1. Man unterscheidet bekanntlich eine Bauausführung unter eigener Verwaltung (Regie) oder durch Unternehmer (Entreprise). Die allgemeinen Vorteile und Nachteile dieser Ausführungsarten sind im II. Kapitel des I. Teiles (3. Aufl.) besprochen.

Der reine Regiebau derart, dafs die Bauverwaltung sämtliche Baustoffe und Baugeräte u. s. w. selber beschafft und sämtliche vorkommenden Arbeiten durch Schacht- oder Werkmeister in Akkord oder Lohn ausführen läfst, gilt — auch beim Brückenbau — als veraltet. Abarten kommen jedoch noch häufig vor, z. B.

a) Beschaffung der Baustoffe für die Bauwerke und Gerüste durch die Bauverwaltung, Vergebung der einzelnen Arbeiten nach Einheitspreisen an geeignete Werkmeister oder an kleinere Unternehmer, die Geräte u. s. w. auf eigene Kosten zu beschaffen und zu erhalten haben; oder

b) Lieferung sämtlicher Baustoffe entweder ein- oder ausschliefslich Zement, Kalk und Sand durch die Bauverwaltung und Ausführung sämtlicher Arbeiten einschliefslich aller Gerüste, Geräte u. s. w. durch einen oder mehrere Unternehmer nach Einheitspreisen.

Beim reinen Unternehmerbau liegt die Lieferung sämtlicher Baustoffe und die gesamte Ausführung in der Hand eines Unternehmers.

2. Bei Ausführung kleiner Brücken war es früher mit wenig Ausnahmen Gebrauch, selbst den kleinsten Durchlafs nach Einheitspreisen der verschiedenen Arbeiten zu veranschlagen und zu vergeben. In neuerer Zeit ist man davon abgekommen. Man gewöhnt sich allmählich daran, nur die Gesamtmasse der Bauwerke einer Linie zu be-

rechnen und die Ausführung einschliefslich aller Nebenarbeiten nach einem Einheitspreise f. d. **cbm** mit oder ohne, oder mit teilweiser Materiallieferung losweise oder im ganzen zu vergeben. Das erscheint empfehlenswert, weil dabei sowohl durch die einfache Veranschlagung und Vergebung, als auch namentlich durch die bedeutend vereinfachte Schlufsabrechnung viel Zeit und Mühe erspart wird.

Bei der Ausführung gröfserer Brücken bietet die selbständige Beschaffung der wichtigsten Baustoffe durch die Bauverwaltung wohl die beste Gewähr für das Gelingen. Es erfordert oft zeitraubende Untersuchungen, ehe die geeigneten Stoffe gefunden sind, so dafs in vielen Fällen, wo die Ausführung drängt, mit der Beschaffung vorgegangen werden mufs, ehe überhaupt die Pläne durch alle Behörden gegangen und endgiltig festgestellt sind. Gröfsere Entwürfe erleiden auch öfter während des Baues noch Änderungen. Unter solchen Umständen oder in deren Voraussicht wird man den reinen Unternehmerbau vermeiden, weil sonst leicht Verzögerungen im Bau und allerlei Streitigkeiten entstehen können.

In jedem einzelnen Falle wird aber der Grundsatz zu beherzigen sein: je weniger Lieferanten und Unternehmer und je weniger Einheitspreise, desto übersichtlicher die Bauführung und die Abrechnung, also desto weniger Anlafs für Entstehung von Meinungsverschiedenheiten, in der Voraussetzung natürlich, dafs die Unternehmer leistungsfähig und die Verträge, auf gründliche Vorarbeiten gestützt, klar und bestimmt gefafst sind.

Die Verträge über Bauarbeiten und Lieferungen pflegen entweder nach Einheitspreisen, oder nach Pauschalsummen, oder nach einem gemischten Verfahren abgeschlossen zu werden.

Hierzu kommt noch die Verdingung in Tagelohn, die jedoch überall, so weit tunlich, eingeschränkt und nur da angewendet werden sollte, wo der Umfang und der Wert der Arbeiten im voraus nicht genau zu bemessen oder wo eine ungewöhnliche Sorgfalt in der Ausführung verlangt wird. Die Verdingung der Bauarbeiten erfolgt entweder unter der Hand (freihändig) oder im Wege der Ausschreibung (Submission). Die Ausschreibung kann wieder eine öffentliche oder eine engere (beschränkte) sein. — Das geschäftliche Verfahren bei den genannten Arten der Verdingung wird als bekannt vorausgesetzt.

§ 5. Unterlagen für die Verdingung.

1. Als **Unterlagen für die Verträge** hat man Massen- und Kostenberechnungen und Baubedingungen zu beschaffen, aufserdem ist die erforderliche Bauzeit zu ermitteln. Die Baubedingungen sind zu trennen in:

a) allgemeine, die lediglich die gegenseitigen rechtlichen Beziehungen zwischen Unternehmer und Bauverwaltung regeln,

b) besondere, welche rein technischer Natur und genau der vorliegenden Ausführung angepafst sind.

Zuweilen werden zu a) noch besondere Ausschreibungs-Bedingungen ausgegeben, die jedoch zweckmäfsig mit den allgemeinen Bedingungen vereinigt werden können und zu b) noch allgemeine technische Bedingungen, die aber nur von Nutzen sein können bei Vergebung einer Reihe von Bauwerken, unter denen etwa einige ganz besondere technische Vorschriften für die Ausführung erfordern.

Diese Bedingungen zusammen mit der Massenberechnung, dem Kostenanschlage (an dessen Stelle auch ein Angebot mit anhängendem Preisverzeichnisse treten kann) und den Zeichnungen werden in der Regel durch Umdruck vervielfältigt und gegen Er-

stattung der Selbstkosten an die Bietenden verabfolgt. Bei Abschlufs des Vertrages bilden sie dessen Anlagen. Der Vertrag wird um so klarer und übersichtlicher ausfallen, je sorgfältiger die Unterlagen in Bezug auf Inhalt und Umfang festgestellt worden sind.

2. Bei **Herstellung der Massenberechnung** für eine Reihe kleiner Brücken ist es zu empfehlen, die Massen der verschiedenen Bauwerksteile (Gründung, aufgehendes Mauerwerk, Gewölbe u. s. w.) möglichst genau und tabellarisch (etwa unter Benutzung des nachstehenden Vordrucks) zusammenzustellen, um dem Unternehmer Gelegenheit zu geben, eine genaue Übersicht der verschiedenen Arbeiten, der Massen und der Orte, wo diese zur Ausführung kommen, zu gewinnen. Dadurch wird er in den Stand gesetzt, mit Rücksicht auf alle einschlagenden Verhältnisse seinen genauesten Einheitspreis f. d. **cbm** der ganzen Masse des Bauwerkes abzugeben.

Stat. No.	Benennung des Bauwerkes	Lichte Weite	1. Erdausgrabung	2. Grundmauerwerk	3. Aufgehendes Mauerwerk	4. Gewölbemauerwerk	5. Pflaster	6. Deckplatten	7. Werksteine	8. Abdeckung der Gewölbe mit a. flachgelegten Backsteinen	8. b. Asphalt	9. Ausfugen	Röhren 0,5 m	Röhren 0,8 m	Bemerkungen
		m	cbm	cbm	cbm	cbm	qm	qm	cbm	qm	qm	qm			

Eine Schwierigkeit bei Ermittelung der Massen entsteht häufig insofern, als es nicht immer möglich ist, die Gründungsart des Bauwerkes rechtzeitig festzustellen. Dies ist besonders bei Eisenbahnen der Fall, wo mit Einholung der erforderlichen höheren Genehmigung für die Ausführung jedes einzelnen Bauwerkes häufig viel Zeit verloren geht, so dafs wohl die wenigsten Verwaltungen in den Stand gesetzt sind, für die Vergebung der Arbeiten abzuwarten, bis alle Pläne endgiltig festgestellt und genehmigt sind. Wenn man daher auch alle erforderlichen Vorarbeiten möglichst betrieben hat, so kommt es auf einer längeren Linie doch häufig vor, dafs Änderungen an den Plänen, Verlegung der Bauwerke u. s. w. eine andere Gründungsart erforderlich machen, als die von vornherein vorgesehene. Aus diesem Grunde ist es wünschenswert, im Preisverzeichnisse für kleine Brücken aufser dem Haupt-Einheitspreise noch mehrere Einheitspreise für eintretende Fälle einzuführen.

Nachstehend ist ein Muster eines solchen Preisverzeichnisses gegeben.

Preisverzeichnis und Kostenanschlag

für die Ausführung der Kunstbauten auf dem .... Lose der Neubaustrecke ....

Vorbemerkung. Alle nachstehend aufgeführten Preise sind, wenn nicht im Text ausdrücklich das Gegenteil vorgeschrieben ist, einschliefslich Arbeitslohn und aller Materiallieferung, Vorhalten der Geräte und Rüstungen, Ausheben, Trockenhalten, Absteifen, überhaupt Sichern und Verfüllen der Baugruben, Verkarren der übrig bleibenden Erde, Abdeckung der Gewölbe mit Asphalt, Ausfugen oder Verputzen der sichtbar bleibenden Flächen, überhaupt einschliefslich aller Nebenarbeiten zu verstehen. — In Fällen, wo die Bauverwaltung selbst die Materialien liefert, ist deren Förderung bis auf 100 m Entfernung ebenfalls in den bedungenen Preisen mit enthalten.

1\. . . . . cbm fertiges Mauerwerk einschliefslich aller Materialien, auch der Werksteine, ohne Unterschied der Arten des Mauerwerks und einschliefslich aller Nebenarbeiten (vergl. Vorbemerkung) abnahmefähig herzustellen.

1ª. . . . cbm wie zu 1. einschl. aller Nebenarbeiten u. s. w., jedoch ausschl. Lieferung der Bruchsteine, Ziegel, Werksteine, sowie des Zementes.

2\. . . . cbm Spundwand von . . . . m starken Spundpfählen, mit . . . . m starken Eck- und Bundpfählen zu liefern, zu spitzen, mit gehobelten Nuten und Federn zu versehen und vorschriftsmäfsig einzurammen, ohne Unterschied des Untergrundes, einschl. Verschneiden der Pfähle auf anzugebender Höhe, sowie einschl. unentgeltlicher Lieferung der erforderlichen Zangen, Bolzen, Rammgeräte und Rüstungen.

2ª. . . . cbm Spundwand von . . . m starken Spundpfählen und . . . . m starken Eck- und Bundpfählen, sonst wie Pos. 2 herzustellen.

3\. . . . cbm Grundmauerwerk von Beton, bestehend aus je: 1,2 Tonnen Zement, 0,5 cbm Sand, 0,67 cbm Kalksteinen oder reinen geschlagenen Bruchsteinen nach Vorschrift herzustellen einschl. Material und Geräte.

4\. . . . cbm Erde für Brunnensenkungen bis zum Wasser auszuschachten und nach Anweisung zu verkarren.

5\. . . . m Brunnenkranz (äufserer Umfang gemessen) . . . . m stark herzustellen einschl. Lieferung des erforderlichen Materials, des Eisenzeuges und Verlegen des Kranzes.

5ª. . . . m Brunnenkranz . . . . m stark herzustellen, einschl. Materiallieferung, sonst wie pos. 5.

6\. . . . cbm Ziegelmauerwerk der Brunnenkessel in Zementmörtel herzustellen einschl. Material.

7\. . . . cbm Erde für Brunnenkessel und Mauerwerk auszubaggern und den Brunnen bis auf 4 m Tiefe im Wasser zu senken.

7ª. . . . cbm Erde wie vor bei 4 bis 8 m Tiefe.

7ᵇ. . . . cbm Erde wie vor bei 8 bis 12 m Tiefe.

8\. . . . m fertig verlegte Tonrohrdurchlässe . . . . m weit herzustellen, einschl. Lieferung derselben, Aufgraben, Verfüllen u. s. w.

8ª. . . . m Tonrohrdurchlafs . . . . m weit herzustellen, sonst wie vor.

9\. . . . m eiserne Röhren . . . . m im Lichten weit mit . . . . m starken Wänden zu liefern und zu verlegen einschl. Erdarbeiten u. s. w.

10\. . . . cbm Balkenhölzer und Bohlen zu Brücken zu liefern, nach Vorschrift zu verarbeiten und aufzubringen, einschl. Lieferung der Nägel und Befestigen des Eisenzeuges.

11\. . . . kg Schmiedeisen zu Bolzen, Klammern, Ankern oder dergl. zu liefern.

Bei grofsen Brücken wird für das Preisverzeichnis am besten gleich der Kostenanschlag benutzt.

Über die besonderen technischen Bedingungen vergl. § 19.

3\. Nachdem sämtliche Vertragsanlagen festgestellt sind, erübrigt noch die Festsetzung der Vollendungsfrist oder der Bauzeit, bei deren Bestimmung verschiedene Einflüsse mafsgebend sind.

Bei Eisenbahn- und Strafsenlinien, wo es sich nicht blofs um die Ausführung eines einzelnen Bauwerkes handelt, richtet sich die Bauzeit nach der Vollendungsfrist, die für die ganze Linie in Aussicht genommen ist. Stets diese Frist im Auge behaltend, wird man zunächst die Bauzeit derjenigen Bauwerke ermitteln, über welche hinaus bereits Massenförderungen u. s. w. vorgesehen sind. Das sind meistens kleinere Brücken, denn Massenförderungen, für welche erst die Fertigstellung einer grofsen Brücke abgewartet werden mufs, gehören zu den Seltenheiten. Falls aber eine solche Förderung nicht vermieden werden kann, hat man schon während des Brückenbaues immer Gelegenheit, dazu die Gerüste des Bauwerkes zu benutzen.

Die Bauzeit für diese kleinen Brücken, die in der Regel nur wenige Wochen beträgt, ist also von vornherein gegeben, man hat deshalb, um die tägliche Leistung zu bestimmen, nur die Zahl der verfügbaren Arbeitstage in die ganze Masse des Bau-

werkes zu dividieren. Übersteigt die gefundene Zahl die erfahrungsmäfsig zu erwartende durchschnittliche Leistung, so wird man die Bauzeit entsprechend verlängern müssen. Statistische Angaben über Arbeitsleistungen siehe in § 36.

Handelt es sich um die Bestimmung der Bauzeit für grofse Brücken, einerlei, ob nun diese Bestimmung abhängig ist von der feststehenden Bauzeit einer Strafsen- und Eisenbahnlinie, in welcher das Bauwerk liegt, oder ob das Umgekehrte eintritt, so fällt allerdings die Masse des Bauwerkes auch hierbei wesentlich ins Gewicht, jedoch ist es unmöglich, allein mit Rücksicht auf diese, ganz abgesehen von den etwa eintretenden zufälligen Störungen, die Bauzeit genau zu bestimmen, wenn man nicht die rechtzeitige Lieferung aller Materialien und das Heranziehen der erforderlichen Arbeitskräfte als gesichert voraussetzt.

Man bestimmt daher die Bauzeit einer grofsen Brücke nur nach einer Anzahl von Baujahren, indem man für jedes Baujahr besondere Vorausbestimmungen über die zeitliche Aufeinanderfolge der Bauarbeiten trifft. In älterer Zeit dauerte die Erbauung einer gröfseren Brücke eine Reihe von Jahren. Perronet z. B. gebrauchte zum Bau der Neuilly-Brücke und der Concorde-Brücke volle 6 Jahre, Règemortes[2]) für die Brücke von Moulins sogar 10 Jahre (1753—1763). Ferner waren die Bauzeiten der Londoner Brücken folgende: Blackfriars (1760—1769), Waterloo (1811—1817), Neue London (1824—1831). Dagegen bringt man heute, dank den Fortschritten in den Hilfsmitteln der Technik, die gröfsten Brückenbauten in höchstens 2 Baujahren zur Vollendung. Es erforderten die Chaumont-Talbrücke 15 Monate[3]), die Brücke bei Longeville über die Mosel 14 Monate, die Indre- und Bercy-Talbrücken je 18 Monate, Manse-, Creuse-, Cher- und Vienne-Talbrücken je zwei Baujahre, die Brücke bei Nogent sur Marne 30 Monate.[4])

Einigen Anhalt für die ungefähre Bestimmung der Bauzeit gewährt die Tabelle in § 37, welche eine Reihe der bedeutendsten Bauwerke verschiedener Länder und deren Bauzeit u. s. w. enthält.

§ 6. Einrichtung der Baustelle. Materialprüfungen.

1. **Die Erwerbung des Geländes** für die Bauausführung erfolgt durch die Bauverwaltung und mit seltenen Ausnahmen auch die Pachtung oder der Erwerb des Geländes für Materialien-Lagerplätze und Abmachung über Mitbenutzung von fremden Zufuhrwegen (vergl. § 10 der besonderen Bedingungen für grofse Brücken in § 19).

Für kleinere Brücken in Eisenbahn- und Strafsenlinien werden nicht stets besondere Lagerplätze erforderlich, da häufig das bereits erworbene Bahngelände dazu ausreicht. Für grofse Brücken wird auf beiden Ufern oder zu beiden Seiten des Bauwerkes ein genügend breiter Landstreifen erworben oder gepachtet. In beiden Fällen, wenn das Bahngelände im Wege der Enteignung erworben werden mufs, kann auch wiederholt der Fall vorkommen, dafs man versuchen mufs, schon vor Beendigung des Enteignungs-

[2]) de Règemortes, Description du nouveau pont en pierre construit sur la rivière d'Allier à Moulins. Paris 1771.

[3]) Dies erstaunliche Ergebnis bei einer Gesamtmasse des Mauerwerkes von etwa 60000 cbm konnte nur durch Zuhilfenahme der Nachtarbeit und durch grofsen Aufwand von Arbeitskräften und Hilfsmaschinen erreicht werden. Es waren täglich bis 2500 Arbeiter (darunter 400 Maurer), 300 Pferde, 10 Dampfmaschinen, 35 Laufkräne im Betriebe.

[4]) Perdonnet et Polonceau, Nouveau portefeuille u. s. w. S. 253 (Viaduc de la Suize à Chaumont), daselbst S. 189 (Pont sur la Moselle à Longeville les Metz), daselbst S. 341 (Viaduc de Nogent sur Marne).

Verfahrens die Lagerplätze für ein wichtiges Bauwerk zu erwerben oder zu pachten, um das rechtzeitige Herbeischaffen der Materialien zu ermöglichen.

In den Pachtverträgen ist u. a. festzusetzen, dafs die vereinbarte Pachtsumme auch für etwaige durch die Lagerung herbeigeführte Verschlechterungen der betreffenden Grundstücke volle Entschädigung gewährt.

Sobald die vorstehenden, den Grunderwerb betreffenden Fragen u. s. w. erledigt sind, wird mit der Planung der für die Ausführung erforderlichen Hilfsanlagen der Baustelle vorgegangen. Hierzu braucht man einen genauen Lageplan der Baustelle, der übrigens auch schon für die Anfertigung zuverlässiger Baupläne erforderlich ist, mit eingeschriebenen Höhenzahlen oder Höhenlinien, ferner mit Angabe der Bestellungsarten, der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen, des niedrigsten, mittleren und höchsten Wasserstandes, sowie der Grenzen des Flutgebietes.

2. **Hilfsanlagen** werden gebraucht:

a) für Baubeamte und Arbeiter (Bauhütten, Arbeiter-Baracken, Lazarette, Restaurationen, Aborte u. s. w.),

b) für Fördern und Lagern der Baustoffe (Schuppen, Kalkgruben, Zufuhrwege, Hilfsgleise, Lagerplätze und dergl.),

c) für die Erleichterung der Arbeit (Anlagen für Mörtelbereitung, Lade- und Hebevorrichtungen, Arbeitsgerüste, maschinelle Einrichtungen verschiedener Art),

d) für Aufrechterhalten und Sichern des durch die Bauausführung gestörten oder unterbrochenen Verkehrs auf bestehenden Strafsen, Eisenbahnen und Flüssen, als einstweiliges Verlegen von Verkehrswegen, zeitweises Einschränken oder Sichern des Betriebes auf Verkehrswegen u. s. w.

Zu den unter b) angeführten Hilfsanlagen gehören auch Einrichtungen zur Versorgung der Arbeitsstellen mit Wasser. Auf diese ist Wert zu legen, weil ein reichliches Netzen der Steine und das Feuchthalten des frischen Mauerwerkes dessen Güte oft wesentlich fördert. Die unter c) und d) benannten Hilfsanlagen stehen in so naher Beziehung zur eigentlichen Bauausführung, dafs sie weiterhin besonders zu besprechen und an dieser Stelle nur insoweit zu erörtern sein werden, als sie die Einrichtung der Baustelle beeinflussen.

3. Auf den Baustellen der kleineren Brücken findet man meistens nur eine verschliefsbare Baubude mit Raum für Aufseher und Materialien, häufig aber auch diese nicht und dafür nur ein niedriges Schutzdach für Lagerung des Zementes u. s. w. Gröfsere Bauverwaltungen treiben hierin zuweilen unnötigen Luxus. Da die meisten kleinen Eisenbahn- und Strafsenbrücken innerhalb weniger Wochen zur Ausführung kommen, so genügt es immer, wenn auf einer gröfseren, im Bau begriffenen Strecke nur an den Hauptarbeitspunkten Baubuden errichtet werden, deren Wiederverwendung an anderer Stelle nach Bedürfnis erfolgen kann.

Die Lagerplätze werden, wenn erforderlich, geebnet und liegen am besten in möglichster Nähe des Bauwerkes, da die Zufuhr zur Verbrauchsstelle ohne künstliche Hilfsmittel einfach durch Steinkarren auf Bohlenunterlagen und geneigten Ebenen durch Handlanger bewirkt wird.

Auf grofsen Brückenbaustellen ist die zweckmäfsige Gruppierung der einzelnen Baulichkeiten von erheblicher Wichtigkeit. Die Bauhütte (Baubureau), in der hier sämtliche auf den Bau bezüglichen schriftlichen und zeichnerischen Arbeiten ausgeführt

werden, soll so liegen, dafs von ihr aus ein möglichst grofser Teil des Bauplatzes übersehen werden kann.

Die Mörtelschuppen sind über den höchsten Wasserstand zu legen. Der Umfang der Anlagen für die Mörtelbereitung ist nach der täglich zu erwartenden Verbrauchsmenge an Mörtel zu bemessen. Als Beispiel einer Mörtelbereitungs-Anlage ist auf Taf. XXIII, Abb. 1 bis 1^d der Mörtelschuppen von der Ruhr-Talbrücke bei Herdecke gegeben.

Die Lage der übrigen Baulichkeiten läfst sich nicht bestimmt vorschreiben. Dafs sie an gut zukömmlichen, die Ab- und Zufuhr auf der Baustelle nicht hindernden Plätzen anzulegen sind, wird gewöhnlich Hauptbedingung sein.

In einzelnen Fällen kann auch das Unterbringen und Verpflegen der für umfangreiche Ausführungen erforderlichen Arbeiter Schwierigkeiten bereiten. Ein lehrreiches Beispiel dieser Art bietet die Semmering-Bahn[5]), deren Linie eine Gegend von so rauher Beschaffenheit mit vielen steilen, waldigen Abhängen durchschneidet, dafs für das Unterkommen der bei diesem schwierigen Bau beschäftigt gewesenen Arbeiter, deren Zahl sich oft auf 12 bis 15000 belaufen hat[6]), umfassende Vorkehrungen getroffen werden mufsten.

Die Vorkehrungen lagen den Unternehmern ob und nur die Polizeiverwaltung wurde von Staatswegen geübt. Das Unterbringen der Arbeiter geschah in doppelter Art: entweder bauten diese sich mit Unterstützung des Unternehmers, der die Materialien dazu hergab, an geschützten Stellen, zum Teil in der Erde, an Felsvorsprünge gelehnt oder zwischen dichten Baumgruppen einzelne Familienhütten oder der Unternehmer legte gröfsere Baracken an, in denen die Leute kasernenartig untergebracht wurden. Die meisten dieser Baracken, die für 300 bis 400 Personen Lagerstelle und Küchenraum boten, bestanden aus zwei Stockwerken, von denen das zweite durch zwei, an beiden Giebeln angebrachte Freitreppen zugänglich war. Die mit den leichteren Arbeiten des Baues: Mörtelmachen, Steinetragen u. s. w. beschäftigten Frauen, fast nur Böhminnen, erhielten ihre gesonderten Lagerstellen auf dem Dachboden.

Die Hilfsbaulichkeiten der Unternehmer lagen auf den Baustellen der gröfseren Talbrücken und enthielten alles, was zu einer grofsen Bauführung — ohne Hilfsmittel in der Nähe — erforderlich war. Ein solches Gebäude schlofs einen grofsen viereckigen Hof entweder auf 3 oder 4 Seiten ein, und in dessen Mitte stand ein seitwärts offener Schuppen zum Unterbringen von Fuhrwerken der verschiedensten Art. In den umgebenden Gebäuden, gezimmert, gelehmt und mit Brettern bekleidet, befanden sich eine Schmiede und Schlosserei, eine Stellmacherei, eine Restauration, ferner Schuppen sowohl für Baugeräte und Materialien, als für Lebensmittel an Mehl, Speck, Öl, Wein und Pferdefutter u. s. w. Die Wohnungen der Unternehmer und sämtlicher Aufsichtsbeamten, des Bahnarztes, sowie die Apotheke, die Bureaus der Staatsaufsichts- und der Unternehmer-Ingenieure nahmen eine Seite des Vierecks ein, und rings umher standen Pferdeställe, Heuschober und Abtritte.

Die Kleinhändler, bei denen die verschiedensten Gegenstände des Verbrauches zu haben waren, die Bäcker, Fleischer, Schneider, Schuhmacher, Schmiede und Stellmacher bauten sich in der Nähe der Arbeiterstätten an und versorgten die Leute mit allen Gegenständen ihrer einfachen Bedürfnisse. Aufserdem wurde aber auch ein Wochenmarkt gehalten, den Händler aus den Städten besuchten, um Waren feilzubieten. Die Verpflegung der Arbeiter war dem freien Wettbewerb überlassen und nur an solchen Punkten, wo sich ein Mangel der Versorgung herausstellte oder Überteuerungen stattfanden, hielt es der Unternehmer in seinem und der Arbeiter Interesse für nötig, Kaufstellen für billige Lebensmittel einzurichten, ohne dabei anderweitigen Wettbewerb auszuschliefsen oder auch nur zu erschweren.

Ein an seiner Tür angeklebter Zettel gab die Stunden an, in denen der Bahnarzt in seiner Wohnung zu sprechen war; den übrigen Teil des Tages verwendete er zum Besuch der Lazarette. Die Apotheke befand sich neben der Wohnung des Arztes und war sehr einfach mit den bei Verwundungen

[5]) Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 372.

[6]) Beim Bau der Göltzschtal-Überbrückung waren in der heifsesten Bauzeit täglich durchschnittlich 1500, desgl. bei der Elstertal-Überbrückung 800 Arbeiter beschäftigt. Bei der Chaumont-Talbrücke stellte sich diese Zahl auf 2500 (darunter 400 Maurer) mit 300 Pferden u. s. w.

und Krankheiten am häufigsten in Anwendung kommenden Heilmitteln ausgestattet. Die Lazarette bestanden, wie die Baracken, aus Riegelwerk, mit Lehm ausgefacht und mit Brettern verkleidet und eingedeckt. Es war aber Sorgfalt auf Dichtigkeit, Erleuchtung und Lüftung verwendet, auch waren die Krankensäle gedielt und heizbar.

4. Die Anordnung der Lagerplätze wird, abgesehen von der Art des Bauwerkes, besonders von der Lage der Baustelle und von der Art der Materialienzufuhr bedingt. Die Zufuhr zur Baustelle vom Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferorte kann zu Wasser, auf Eisenbahnen, Hilfsgleisen und zu Wagen geschehen.

Die Wasserzufuhr ist bequem, wo der zu überbrückende Flufs selbst schiffbar ist. Sie erfordert dann auf der Baustelle meistens Landebrücken, die mit Kranvorrichtung zu versehen sind, um die Materialien unmittelbar aus den Schiffen in die Förderwagen zu bringen. Die Beförderung auf dem Wasserwege ist aber langsam und wird häufig (besonders auf Kanälen) durch Frost und Eisgang ganz unterbrochen. Auch ist die Ladefähigkeit der Schiffe vom wechselnden Wasserstande abhängig, weshalb im allgemeinen Schiffsfrachten sich nur da empfehlen, wo grofse Massen zu verschicken sind und wo die Ladefähigkeit der Schiffe gehörig ausgenutzt werden kann.

Die Zufuhr auf Hilfsgleisen erfolgt, wenn in den neben der Überbrückungsstelle oder in gröfserer Nähe liegenden Höhen brauchbare Baustoffe gewonnen oder wenn bereits ein Teil der Bahnlinie, in der das Bauwerk liegt, fertiggestellt ist, so dafs die Zufuhr mittels Arbeitszug bewirkt werden kann.

In Fällen, wo eine unmittelbare Zufuhr nicht möglich ist und die Förderweiten bedeutend sind, kommt die Verfrachtung der Baustoffe auf der Eisenbahn nach einer nahe der Baustelle gelegenen Station und die Umladung daselbst hinzu.

Bei mäfsigen Förderweiten und in Ermangelung vollkommenerer Mittel ist man auf das Landfuhrwerk angewiesen.

Bei gröfseren Flufsbrücken, wo die Wasserzufuhr überwiegt, kann die Lagerung einfach zu beiden Seiten der Ufer geschehen, falls nicht der Schwerpunkt der Arbeiten mehr in der Nähe eines der Ufer zu liegen kommt, in welchem Falle man dieses Ufer besonders für die Lagerung ausersehen wird, um unnötige Fahrten zu vermeiden. Auch wenn eins der beiden Ufer mehr im Hange liegt als das andere, kann dies, um späteres unnötiges Heben der Materialien zu umgehen, für die Lagerung bevorzugt werden. Jedoch wird bei Flufsbrücken wegen ihrer nicht bedeutenden Höhenentwickelung die Rücksicht auf Anordnung der Lagerplätze in verschiedenen Höhen weniger zur Geltung kommen, als die Rücksicht auf möglichste Kürzung der Förderlängen und gute Verbindung mit den Entladestellen.

Anders liegt die Sache bei hohen Talbrücken. An und für sich wäre hier die Anordnung der Lagerplätze so am besten, dafs die Zufuhr der Baustoffe ohne Steigung, möglichst mit Gefälle zur Verwendungsstelle erfolgen kann. Zum Teil läfst sich diese Anordnung auch wohl durch terrassenförmiges Gruppieren und Planieren der Hänge ausführen, jedoch mufs bei sehr langen Talbrücken wohl überlegt werden, ob man die Materialien nicht schneller und billiger durch Heben von der Sohle des Bauwerkes aus bis an die Verbrauchsstelle fördert, als durch lange Fahrten von den umliegenden Höhen.

Auch die Lage der Zufuhrwege oder die Möglichkeit, solche zum Zwecke der Zufuhr neu anzulegen oder in Stand zu setzen, kann die Wahl der Lagerplätze beeinflussen. Bei Herstellung der Zufuhrwege genügt mitunter eine Befestigung durch zwei Streifen für die Räder, da die Wagen stets beladen hin- und leer zurückgehen.

5. Die **Hilfsmittel für das Aufrechterhalten und Sichern bestehenden Verkehrs,** soweit sie die Einrichtung der Baustelle beeinflussen, sind je nach der Örtlichkeit und der Art der Berührung oder Durchschneidung des Bauwerkes mit der Verkehrslinie mehr oder minder umfangreich. Man kann hier allgemein zwei Arten der Bauausführung unterscheiden. Entweder erfolgt sie ohne erhebliche Störung oder Einschränkung des Verkehrs dadurch, dafs vorher eine vorläufige oder endgiltige Verlegung einer Verkehrslinie vorgenommen wird oder die Ausführung wird unter erschwerenden Umständen ohne eine solche Verlegung bewirkt.

Handelt es sich um aufrecht zu erhaltenden Strafsenverkehr, so können folgende Fälle eintreten:

a) Das Bauwerk wird in der Nähe der Strafse fertig gebaut und diese dann endgiltig verlegt oder über das fertiggestellte Bauwerk fortgeführt. Dies Verfahren wird gewöhnlich nur bei Herstellung kleiner Brücken geübt.
b) Beim Bau einer gröfseren Brücke wird die Strafse vor Herstellung der Brücke gewöhnlich endgiltig verlegt. Die Verlegung bildet dann einen Teil des Entwurfes (s. Taf. XIV, Abb. 2).
c) Die Strafse wird einstweilig verlegt und zwar so weit, dafs die Herstellung des Bauwerkes den Verkehr auf der verlegten Linie nicht stört. Nach Fertigstellung des Bauwerkes wird die alte Linie wieder hergestellt und die einstweilige Verlegung beseitigt.

In seltenen Fällen, wo eine Verlegung der Strafsen nicht möglich ist, kann eine der folgenden hauptsächlich für Eisenbahnlinien geltenden Anordnungen getroffen werden:

a) Einstweilige Verlegung einer im Betrieb befindlichen Eisenbahn. Eine solche wird nicht oft in Frage kommen, weil meistens eine der folgenden Anordnungen billiger zu stehen kommt.
b) Herstellen des Bauwerkes in zwei Teilen, nötigenfalls unter Verbreitern des Bahnkörpers und geringer Verschiebung der Gleise. Ein Beispiel einer solchen Ausführung ist auf Taf. XXIII in den Abbildungen 10 bis 10^c gegeben und in § 32 eingehend erläutert.
c) Ausführung ohne jede Verlegung der Bahnlinie mittels Unterfangen der Gleise. Das Unterfangen kann in verschiedener Weise erfolgen. Ein Beispiel, Ausführung des gewölbten Fufsgängertunnels auf Bahnhof Kottbus, ist auf Taf. XXIII in den Abbildungen 9 bis 9^e gezeichnet und in § 32 erläutert.
d) Durchtunneln des Bahnkörpers.

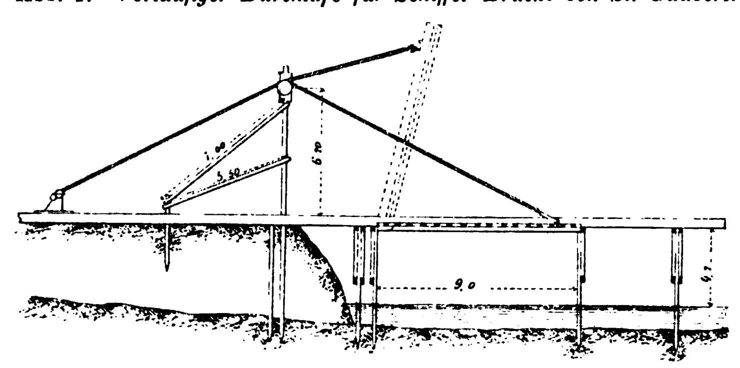
Liegt das auszuführende Bauwerk über einem in Betrieb befindlichen Verkehrswege, so wird bei Eisenbahn- und Strafsenlinien das Aufrechterhalten des Verkehrs keine Schwierigkeiten bereiten. Bei Eisenbahnen können die etwa erforderlichen Gerüste u. s. w. noch aufserhalb des lichten Raumes angelegt werden und bei Strafsen kann höchstens eine einfache Strafsenverlegung in Frage kommen.

Ein Verlegen von Wasserläufen zum Zwecke der bequemen Herstellung einer Brücke wird nur bei Bächen und kleineren Flüssen eintreten. Beispielsweise wurde die Brücke über die Brahe (5 Halbkreisöffnungen zu 12,55 m) in der Königl. Ostbahn neben dem Flusse erbaut und dieser später, indem man eine Krümmung durchstach und den alten Arm sperrte, durch die fertige Brücke geleitet (siehe Zeitschr. f. Bauw. 1854, S. 557).

Bei Überbrückung von viel befahrenen Flüssen sind zur Sicherung und zum Aufrechterhalten des Wasserverkehrs besondere Vorkehrungen zu treffen. Gewöhnlich

werden den Fahrzeugen Stellen des Flusses zur Durchfahrt angewiesen. Hier befindet sich während der Gewölbeherstellung entweder ein besonderes, für die Durchfahrt eingerichtetes Lehrgerüst oder die Öffnung wird vorläufig gar nicht eingewölbt und für die Durchfahrt freigelassen, bis die Fertigstellung einer anderen passenden Öffnung sie dort gestattet. Dabei müssen die Fahrzeuge durch Anbringen von mit Brettern verkleideten Gerüsten von den Gründungsstellen oder den Stützen u. s. w. der Lehrgerüste entfernt gehalten werden. Sobald der Schiffahrtsverkehr zu Anfang des Baues eine etwa über den ganzen Flufs führende Förderbrücke kreuzt, mufs eine ihrer Öffnungen beweglich angeordnet werden (s. Abb. 1). Bei lebhaftem Wasserverkehr werden aufserdem Pferde oder Dampfer bereitgestellt, die im Bereiche der Brückenbaustelle den durchfahrenden Schiffen und Flöfsen nötigenfalls zu helfen haben.

Abb. 1. *Vorläufiger Durchlafs für Schiffe. Brücke von St. Gaubert.*



Ausnahmsweise kommt auch der Fall vor, dafs die Wasserstrafse über dem herzustellenden Bauwerke liegt, so dafs ein Durchtunneln am Platze ist.[7])

Welche der verschiedenen beim Überschreiten oder Durchschneiden von Strafsen, Eisenbahnen, Flüssen oder Kanälen verwendbaren Anordnungen in jedem Falle die zweckmäfsigste sein wird, darüber entscheidet meistens in erster Linie der Kostenvergleich, und in Fällen, wo zwei Anordnungen hinsichtlich ihrer Kosten sich ziemlich gleichstellen, die Rücksicht auf die Verkehrssicherheit und die erforderliche Bauzeit.

6. Zur näheren Erläuterung des vorstehend Gesagten sind auf Taf. XIV, Abb. 1 bis 4 die Einrichtung der Baustellen[8]) von vier bedeutenden Bauwerken verzeichnet:

a) Aulne-Talbrücke auf der Eisenbahnlinie von Chateaulin nach Landerneau, Abb. 1. Sämtliche Materialien kamen zu Wasser an, daher auch die Lagerplätze in Nähe der Ufer. Für die bequeme Verladung aus den Schiffen waren acht auf Bohlwerken angelegte Ladebühnen ins Wasser hineingebaut, von denen aus die Fördergleise bis in die Lagerplätze hineinreichten. Von den auf den Uferhängen liegenden Fördergleisen diente eins, mit einer gröfsten Steigung von 0,065, für die Anfahrt der beladenen, das zweite, in einem gröfsten Gefälle von 0,120, für die Abfahrt der leeren Wagen. Die Verbindung der Gleise auf den Hängen mit den beiden auf der Dienstbrücke liegenden Fördergleisen geschah an beiden Enden des Bauwerkes durch eine Drehscheibe.

---

[7]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, Taf. 121 u. 122.

[8]) Beispiele finden sich auch noch: Perdonnet u. Polonceau, Nouveau portefeuille u. s. w. Planche M. 5 (Nogent sur Marne), Planche M. 8 (Chaumont-Talbrücke). — Nouv. ann. de la constr. 1856, Pl. 47—48 (Viaduc de la Fure). — v. Etzel, Brücken und Talübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Supplemente Bl. XIX (Rümlingen-Talbrücke). — Morandière, Chantier du pont de Plessis-les-Tours. Nouv. ann de la constr. 1863, S. 5, Pl. 5—6. — Zeitschr. f. Bauk. 1881, Bl. 12. Baustelle der Brücke der rheinischen Eisenbahn über das Ruhrtal bei Herdecke. — Ann. des ponts et chaussées 1892 I. S. 545, T. 5, 6. Baustelle der Talbrücke Gour-Noir.

b) Sinntal-Brücke auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie, Abb. 2.

Weil die Lagerplätze zum grofsen Teil auf Wiesengrund angelegt werden mufsten, hielt man die Fuhrwerke davon möglichst entfernt, um den ohnehin beschränkten Raum nicht noch durch Offenhaltung der Zufuhrwege zu beschränken und um zu verhüten, dafs die Fahrwege grundlos wurden und kostspielige Ausbesserungen veranlafsten. Der ganze Steinlagerplatz wurde daher mit Hilfsbahnen durchzogen, die teils durch Weichen, teils durch Drehscheiben miteinander in Verbindung standen. Die auf Landfuhrwerken ankommenden Werksteine wurden durch ein über der Distrikts-Strafse inmitten des Tales erbautes Krangerüst über die Drehscheibe gebracht, auf die darauf befindlichen Förderwagen niedergelassen und von diesen aus mittels der Hilfsbahn an jede beliebige Stelle des Werkplatzes geführt. Die Bruchsteine und rauhen Quader kamen aus dem angrenzenden Hohenleitener Einschnitte und wurden mittels zweigleisiger Hilfsbahn zur Baustelle geschafft. Die Hilfsbahn, deren beide Gleise für die abwärtsgehenden beladenen und aufwärtsgehenden leeren Förderwagen sich kurz vor dem Einschnitte vereinigten, lag auf dem rechtsseitigen Hange in einem Gefälle von 0,185 und stand in Verbindung mit einer kräftigen Bremsvorrichtung (vergl. Abb. 16, § 12). Mit dem Fortschritte des Baues wurde die Hilfsbahn allmählich gehoben, so dafs die Zufuhr der Bruchsteine immer nahezu in der Höhe erfolgen konnte, in der man gerade arbeitete. In dem letzten Gerüststock konnte bei einem Gefälle von 0,05 der Seilbetrieb eingestellt werden, jedoch wurden sämtliche Förderwagen mit Bremsvorrichtung versehen.

Um den aus den Baugruben gewonnenen Sand zu reinigen, wurde die Sinn durch ein Wehr aufgestaut und hierdurch gezwungen, über einen geneigten Kasten abzufliefsen. Der zu reinigende Sand war mit Kippkarren herangebracht und auf den oberen Teil des Kastens geschüttet, von wo aus er teils durch den Wasserstrom, teils mit Mörtelbrücken unter Aufrühren hinabgezogen wurde, so dafs er am unteren Ende des Kastens seinen Lehmgehalt vollständig verloren hatte. Zum Regeln des Wasserzuflusses waren im Wehre Schützen angebracht.

c) Striegistal-Brücke bei Freiberg in der Tharand-Freiberger Eisenbahn, Abb. 3.

Das Material wurde ausschliefslich auf Landfuhrwerken angefahren. Die Talhänge an der Übergangsstelle fielen verhältnismäfsig flach ab, so dafs es möglich war, die Lagerplätze der jedesmaligen Höhenlage der Arbeiten entsprechend terrassenförmig anzulegen und die Zufuhr nach den Pfeilern meistens ohne Steigung nach demjenigen Gerüststock zu bewerkstelligen, wo gerade die Arbeiten im Gange waren. Die für die Gründungen und die Sockel der Talpfeiler erforderlichen Baustoffe wurden in der Talsohle angefahren, während das Material für die übrigen Pfeiler je nach ihrer Stellung in deren Nähe abgelagert wurde. Lagerplätze und Fördergleise rückten dann allmählich von Stock zu Stock höher. Durch die gewählte Einrichtung des Bauplatzes wurde die Aufstellung eines festen Versetzgerüstes in der ganzen Ausdehnung des Bauwerkes bedingt. — Die Anlage für die Mörtelbereitung wurde wegen der nötigen Wasserbeschaffung in die Talsohle verlegt und deswegen die Aufstellung einer Aufzugsvorrichtung, durch Lokomobile getrieben, notwendig. Der Hauptzimmerplatz lag auf der höchsten Stelle des Werkplatzes, teils wegen der bequemeren Holzanfuhr, teils wegen der leichteren Zufuhr der zugelegten Hölzer zum Verwendungsorte, da die Hölzer für die unteren Stockwerke mittels einer einfachen Holzrutsche zu Tal befördert wurden, während das zu den übrigen Stockwerken und den Lehrgerüsten erforderliche Holz auf den Stockwerken selbst verfahren werden konnte.

Die Sandwäsche geschah in folgender Weise: Das Wasser gelangte durch ein Schöpfrad gewöhnlicher Bauart in ein kleines hölzernes Gefäss, von wo es auf einen aus hochkantig mit Zwischenräumen gestellten Flacheisen bestehenden Rost fiel. Auf dem Roste wurde der zu reinigende Sand durchgedrückt, und schwemmte weiter auf zwei Setzherde, von denen er dann mittels Krücken bei Seite geschafft wurde.

d) Fulda-Brücke bei Kragenhof in der Eisenbahn von Hannover nach Kassel, Abb. 4.

Ein Teil der Bruchsteine, in benachbarten Einschnitten und einem 350 m entfernt liegenden Steinbruche gewonnen, konnte mit Hilfsbahnen angefahren und in ziemlicher Höhe über der Talsohle gelagert werden. Ein anderer Teil, aus oberhalb der Baustelle belegenen Brüchen wurde zu Schiff angefahren und deshalb in der Nähe der Ufer gelagert. Die Quader wurden sämtlich auf Landfuhrwerken herangebracht, jedoch nur zum Teil auf den tiefer belegenen Stellen des Bauplatzes gelagert. Die Quader der Gewölbe und Gesimse fanden an den Berghängen des linken Ufers Platz, da nach Vollendung der der Brücke zunächst liegenden Dämme und Einschnitte die Herstellung eines nach jenen Höhen führenden Zufuhrweges ohne grofse Kosten auszuführen war. Zur Mörtelbereitung und Lagerung der Mörtelstoffe wurde mit Rücksicht auf die später aufzustellende Mörtelmaschine ein Platz neben dem Maschinenhause ausersehen, der sowohl vom Flusse als auch von den Zufuhrwegen zugänglich war. Dieser Platz lag innerhalb des Flutgebietes, deshalb wurde an einem höher belegenen Teile der Baustelle

ein Schuppen für Hilfs-Mörtelmaterialien angelegt. Daneben befand sich auch die im ersten Baujahre benutzte Mörtelbereitungsstätte. Die Fördergleise waren (mit Ausnahme des normalspurigen Gleises nach dem Steinbruche) mit 0,63 m Spurweite angelegt und lagen stellenweise in starken Krümmungen bis zu 50 m Halbmesser. Wo es die Örtlichkeit gestattete, vergröfserte man den Halbmesser auf 80 bis 300 m.

Unter Bezugnahme auf Taf. I, Abb. 8[b] und Taf. XXIII, Abb. 1 folgen hier noch einige Bemerkungen über die Einrichtung der Baustelle für die Ruhr-Talbrücke bei Herdecke und über den dort erbauten Mörtelschuppen.

Der Hauptteil des Werkplatzes befand sich am rechten Ufer des in Abb. 8[b], Taf. I angedeuteten Mühlgrabens und oberhalb der Bahnachse. Dieser Platz war nicht ganz hochwasserfrei, aber auf seiner der Talwand zugekehrten Langseite durch einen etwa 3 m hohen, steilen Rain begrenzt. An diesen sich anlehnend wurde ein wasserfreier Platz für den Mörtelschuppen durch Anschüttung hergestellt.

Dem Entwurfe des Schuppens ist eine tägliche Durchschnittsleistung von 64 cbm Mauerwerk zugrunde gelegt. An Trafs konnte eine vierzehntägige, an Kalk eine siebentägige Verbrauchsmenge gelagert werden. Hiernach erhielt der Lagerschuppen eine Gröfse von 24 m auf 11 m. Der Lagerplatz für den Mauersand lag zwischen der Anschüttung für den Mörtelschuppen und dem Fufse des Bahndammes.

Der Lagerschuppen erhielt auf seiner dem Werkplatze zugekehrten Langseite einen 4,5 m breiten Anbau zum Kalklöschen und zur Mörtelbereitung. Der Kalk wurde durch Klappen, die sich in der Zwischenwand befanden, unmittelbar auf den Löschboden geschafft (s. Abb. 1[d]). An der Aufsenseite des Löschbodens befand sich ein Gang für den Zubringer des gelöschten und gesiebten Kalkstaubes nach der Mischbühne (Abb. 1[c]). Zwei dort im Fufsboden angebrachte Fülltrichter führten die gemischten Materialien zwei Schuhmacher'schen Mörtelmaschinen zu, während das erforderliche Wasser unterhalb des Fufsbodens durch ein von der Wasserleitung des Schuppens abgezweigtes Rohr zuflofs. Aus den Mörtelmaschinen trat der fertige Mörtel zuerst in einen hölzernen Behälter, der an der Vorderseite mit zwei durch Schieber geschlossenen Öffnungen versehen war und einen geneigten Boden hatte, so dafs der Mörtel mit wenig Nachhilfe in die auf den Förderwagen stehenden Mörtelkasten abgelassen werden konnte.

Für den Betrieb der Mörtelmühle war neben der Mischbühne eine vierpferdige Dampfmaschine aufgestellt. Diese hatte aufser den beiden Mörtelmaschinen noch eine Pumpe zu treiben, die das erforderliche Wasser aus einem Brunnen in einen neben dem Maschinenraume angebrachten hochliegenden Wasserbehälter hob, von wo aus die Leitungen nach den Mörtelmaschinen und der Kalklöschbühne gespeist wurden.

Am äufseren Ende des Werkplatzes stand ein zum Aufbewahren von Geräten und Materialien dienender Schuppen, dessen Fufsboden wasserfrei lag, infolge seiner Höhenlage zugleich eine bequeme Ladebühne bei Benutzung der in der Höhe des Werkplatzes in das Magazin geführten Gleise bildend. An den Schuppen schlofs sich das Baubureau, im oberen Stock eine Bauaufseher-Wohnung enthaltend. Aufser diesen Baulichkeiten lag auf dem Platze zwischen Mörtel- und Geräteschuppen noch eine kleine Schmiede und eine Stellmacherei.

7. Die **Prüfung der Baustoffe** sollte eigentlich bereits der Aufstellung des Entwurfes vorausgehen. Doch geschieht dies durchaus nicht immer. In den meisten Fällen, wo es sich nicht um aufserordentliche Bauwerke handelt, schreibt man im Entwurfe nur die Art des Baustoffes vor, ob natürliche oder künstliche Steine, Beton oder dergleichen, und überläfst es der örtlichen Bauleitung, das geeignete Material zu beschaffen. Bei der Beschaffung wird in solchen Fällen der Nachweis der erforderlichen Festigkeit u. s. w. häufig auch nur vom Lieferanten verlangt, der dann in der Regel darüber ein Zeugnis einer öffentlichen Prüfungsanstalt beizubringen hat.

Bei bedeutenden Bauwerken spielt die Baustofffrage oft die wichtigste Rolle und es wird immer noch nicht allgemein genug darauf gehalten, dafs Untersuchungen über die Art und die Güte der Baustoffe der Feststellung des Entwurfes voraufzugehen haben. Sollen in den Berechnungen des Entwurfes hohe zulässige Spannungen eingesetzt werden, so müssen dazu Materialprüfungen als Unterlage gedient haben. Nur auf solchem Wege

kann man mit Sicherheit die Abmessungen des Bauwerkes auf das mindeste Mafs beschränken. Wegen der Einzelheiten der Materialprüfung darf auf das Kap. XV, 4. Teil, Band IV verwiesen werden.[9])

B. Gerüste und Geräte.

§ 7. Allgemeines über Gerüste und Geräte.

1. Die Gerüste und Geräte wurden im § 6 als Hilfsanlagen bezeichnet, die unmittelbar oder mittelbar für die Bauausführung dienen. Da sie nur vorübergehend für einen kurzen Zeitraum in Benutzung sind und sie bei anderen Bauten wieder zu verwenden nur in beschränktem Mafse möglich ist, so ist ihre Herstellung eine weniger sorgfältige, als bei den für die Dauer bestimmten Konstruktionen. Die weniger sorgfältige Herstellung erstreckt sich aber mehr auf Äufserlichkeiten, darunter darf die Sicherheit des Gerüstes nicht leiden. Deshalb sollten, weil Holz der bevorzugte Baustoff für die Gerüste ist, alle Holzverbindungen kunstgerecht und solide angelegt werden. Ebenso ist Sorgfalt zu verwenden auf die Tüchtigkeit der gegen Winddruck wirkenden Verankerungen und Verstrebungen. Die Geräte, d. h. die mit den Gerüsten in Verbindung stehenden Lade-, Hebe- und Fördervorrichtungen finden — namentlich, wenn es Krane, Wagen, Maschinen u. dergl. sind — vielfach anderweitig wieder Verwendung und sind deshalb gewöhnlich für eine längere Dauer ausgestattet.

Im Arbeitsgerüst einer steinernen Brücke unterscheidet man zwei Teile: das Versetzgerüst und das Lehrgerüst.

Das Versetzgerüst (auch Fahr- oder Krangerüst genannt) vermittelt die Zufuhr der Baumaterialien bis zur Verwendungsstelle und gewährt den Werkleuten Platz und Stütze.

Das Lehrgerüst dient zur Herstellung des Gewölbes.

Aufser Versetz- und Lehrgerüst werden in einzelnen Fällen auch Hilfsbrücken gebraucht, das sind:

a) Laufbrücken für den Verkehr der Arbeiter, Ausführung von Messungen u. s. w.,
b) Förder-, Arbeits- oder Dienstbrücken für den Gesamtverkehr, auch der Materialien,
c) Notbrücken, die beim Umbau bestehender Brücken deren Verkehr aufzunehmen haben.

2. Bei kleinen Brücken kommen besondere Versetzgerüste, die einer Beschreibung bedürfen, nicht vor. Die Förderung der Materialien von dem Lagerplatze zur Verwendungsstelle geschieht einfach durch Handlanger mittels Steinkarren oder in Steinschalen oder Steinkästen, entweder auf wagerechten oder ansteigenden Bohlenbahnen, manchmal auch, wenn steile Hänge die Baustelle einschliefsen, auf Holzrutschen. Bei wagerechten Bahnen werden die Materialien unter die Verwendungsstelle geführt und dann entweder durch Handlanger unmittelbar oder mit Hilfe einfacher Krane oder Winden gehoben. Die ansteigenden Bahnen werden so gelegt, dafs eine nachträgliche Hebung der Materialien vermieden werden kann. Zur Unterstützung der Bahnen, wenn solche erforderlich wird, genügen einfache Grundpfähle, an die mittels starker Seile die

[9]) Vergl. v. Leibbrand, Gewölbte Brücken. 1897, S. 2. — Rheinhardt, Druckfestigkeit von Mauerwerkskörpern. Zentralbl. d. Bauverw. 1888, S. 535. — Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der Technischen Hochschule in München, Heft 18 u. 19, 1889. — v. Bach, Versuche über die Elastizität von Beton. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1895, S. 489.

Förderbahnen derart befestigt werden, dafs ihre beliebige Hebung, mit dem Fortgang der Arbeiten Schritt haltend, bewirkt werden kann.

Das Aufmauern der Widerlager kleiner Brücken geschieht der Kostenersparnis halber meistenteils ohne Anwendung irgend welcher Gerüste, indem man gleichzeitig mit der Aufmauerung auch die Hinterfüllung hochführt und diese für Lagerung der Mauermaterialien u. s. w. benutzt. Dies Verfahren ist nur dann unschädlich, wenn die Hinterfüllung der Widerlager so langsam vor sich gehen kann, dafs ein gehöriges vorheriges Austrocknen des Mauerwerkes zu erwarten steht.

Für grofse Brücken bedarf man ausgedehnter Gerüstanlagen, bei denen die Hebung der Materialien mit besonderen Hilfsvorrichtungen oder durch Laufkrane bewirkt wird. Die Grenze, wo die Anwendung einfacher Gerüste zweckmäfsig aufhört und die Laufkrane sich als praktisch erweisen, ist nicht genau zu bestimmen, da dies von der Bedeutung des Bauwerkes, besonders aber von der Gröfse der zur Verwendung kommenden Bausteine u. s. w. abhängig ist. Im allgemeinen kann man annehmen, dafs Bausteine über 0,5 **cbm** Inhalt nicht gut ohne Laufkrane versetzt werden können.

3. Die Versetzgerüste können feste oder fliegende sein.

Das feste Gerüst bleibt während des ganzen Baues in seinen Hauptteilen unbeweglich und die fertiggestellten Bauwerksteile werden wenig oder gar nicht als Stützpunkte für das Gerüst in Benutzung gezogen. Das fliegende Gerüst ist während der Dauer des Baues beweglich, d. h. es verändert seine Lage allmählich mit fortschreitendem Bau und die fertiggestellten Bauwerksteile werden soweit wie möglich als Stützpunkte des Gerüstes herangezogen.

Den Übergang von den festen zu den fliegenden Gerüsten bilden solche feste Gerüste, bei denen die für die Zu- und Fortführung der Materialien dienenden Förderbahnen allmählich gehoben werden, während das übrige Gerüst fest bleibt.

Eine Verbindung von festen Gerüsten mit fliegenden wurde 1869/71 beim Mulden-Brückenbau in Göhren auf der Chemnitz-Leipziger Eisenbahn benutzt (siehe Abb. 2). Für die Mittelöffnung dieser Brücke kamen abweichend von den in Sachsen sonst gebräuchlichen festen Versetz- und Lehrgerüsten zum erstenmale eine fliegende Rüstung und ein gesprengtes Lehrgerüst in Anwendung. Der 26 **m** lange Howe'sche Träger der fliegenden Rüstung war für 16,25 **t** Belastung berechnet (Verh. des sächs. Ing.-Ver. 1872, 77. Versammlung, S. 13).

Die Einteilung der Lehrgerüste geschieht am einfachsten mit Bezug auf die Art der Unterstützung des Tragwerks (der Binder des beweglichen Oberteils). Von Zwischenstufen abgesehen unterscheidet man:

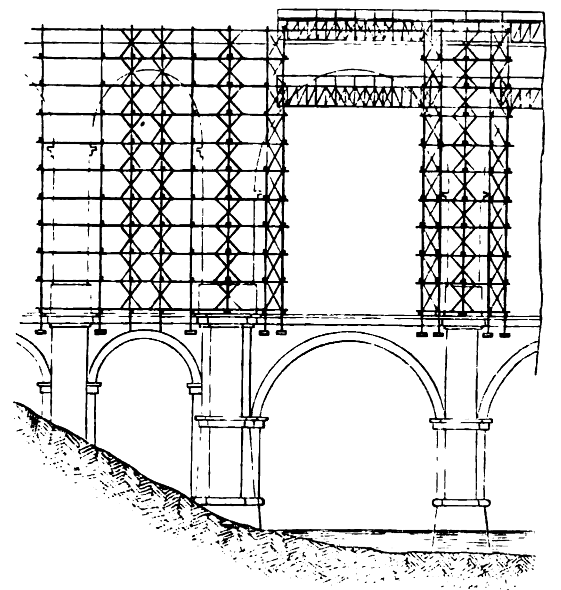
1. Freitragende (gesprengte) Lehrgerüste, d. h. solche, bei denen das Tragwerk eines Binders nur auf zwei Stützpunkten ruht, und
2. Fest unterstützte (feste) Lehrgerüste, bei denen das Tragwerk eines Binders auf mehr als zwei Stützpunkten ruht.

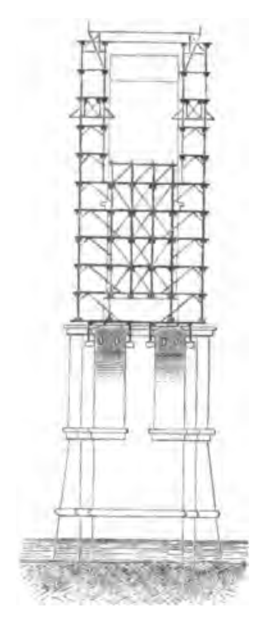
Die Stützpunkte für die freitragenden Lehrgerüste bilden in der Regel Pfeiler und Widerlager, während für die festen Lehrgerüste auch künstliche Stützpunkte zwischen Pfeilern und Widerlagern geschaffen werden.

Zu erwähnen sind noch die hängenden Gerüste, die ihre Unterstützung nicht unterhalb, sondern oberhalb an festen Punkten eines Bauwerkes finden. Sie sind bei Wiederherstellungs- und Umbauarbeiten in Gebrauch (Aquadukt von Roquefavour, Brücke bei Chatou-sur-Seine).



Abb. 2. *Muldenbrücke bei Göhren.*





4. Das Lehrgerüst bei fliegenden Gerüsten ist fast immer freitragend, manchmal kommt dabei, wenn die Bauwerkshöhe nicht zu grofs ist, wohl noch eine Mittelstütze in Anwendung (Jena- und Dora-Brücke). Bei den festen Gerüsten wählt man sowohl gesprengte Lehrgerüste, als auch solche mit fester Unterstützung. Die festen Lehrgerüste entsprechen, abgesehen von dem Vorteil, den man durch Erzielung niedriger und einfacher Lehrbogen erzielt, dem Charakter der festen Gerüste wohl am meisten. Man findet daher bei diesen die gesprengten Lehrbögen nur in dem Falle, wo die zu überwölbenden Öffnungen bei grofsen Pfeilerhöhen geringe Spannweiten aufweisen.

Sobald bei festen Arbeitsgerüsten gesprengte Lehrgerüste zur Ausführung kommen, ist eine Trennung der Hauptteile des Gerüstes, Versetzgerüst und Lehrgerüst, geboten. Anders liegt die Sache bei Anwendung fester Lehrgerüste. Man kann dann entweder den Unterbau des Lehrgerüstes mit dem Versetzgerüst verbinden und gemeinschaftlich aufführen oder aber Unterbau und Versetzgerüst voneinander trennen und jedes besonders herstellen. Bei der Trennung hat man die Absicht, die Übertragung schädlicher Schwankungen und Stöfse, die im Versetzgerüst durch die Materialienzüge u. s. w. hervorgebracht werden, auf das Lehrgerüst und somit auf die Gewölbe zu verhindern. Die Trennung ist aber stets nur mit gröfserem Holzaufwande zu bewerkstelligen und die Standfestigkeit der ganzen Rüstung wird dadurch beeinträchtigt.

Bei einer gemeinschaftlichen Aufführung des Versetzgerüstes und des Lehrgerüstes wird der Druck der noch nicht geschlossenen Gewölbe auf eine gröfsere Anzahl von Stützen verteilt und aufserdem bleiben auch die schädlichen Einwirkungen der Stöfse u. s. w. bei der gröfseren Masse des gesamten Gerüstes ohne bedenklichen Einflufs auf die Gewölbe. Daher ist die feste Vereinigung des Lehrgerüst-Unterbaues, wenn solcher vorhanden, mit dem Versetzgerüst zu empfehlen.

§ 8. Feste Gerüste mit unbeweglichen Förderbahnen. Man trennt hier zweckmäfsig niedrige Bauten (Flufsbrücken u. dergl.) und hohe Bauten (Talbrücken). Bei den Gerüsten für niedrige Bauten ist die Masse der Fördermittel (Laufkrane u. s. w.)

überwiegend gegenüber der eigentlichen Gerüstmasse, während bei den hohen Bauten das Umgekehrte der Fall ist.

1. Gerüste für niedrige Bauten (Flufsbrücken). 1. Hier sind in den meisten Fällen unmittelbar auf dem Boden oder auf ganz niedrigem Unterbau unterstützte, grofse bewegliche Laufkrane vorhanden, die, das Bauwerk zwischen sich fassend, während der ganzen Bauausführung für alle Handhabungen in Gebrauch bleiben. Der Hauptübelstand bei Anwendung solch grofser Laufkrane ist ihre schwierige und zeitraubende Fortbewegung, sie bieten aber dafür den Vorteil, dafs man jeden Baustein unmittelbar an die für ihn bestimmte Stelle bringen kann, was bei Anwendung mehrerer kleiner Winden nicht möglich ist.

Bei einigen Brücken (Taf. XVI, Abb. 10 und Abb. 3, S. 271) ist für den Bau der Pfeiler und Gewölbe ein und dasselbe Gerüst mit nur einer Sorte von Laufkranen zur Anwendung gekommen, bei anderen, besonders bei Flufsbrücken (Taf. XVI, Abb. 1 u. 3) hat man es vorgezogen, für den Pfeilerbau besondere Gerüste zu errichten, auf denen sich Laufkrane bewegen, die später für das für die Ausführung der Gewölbe dienende Gerüst nicht mehr benutzt werden. Die Materialienzufuhr nach den Pfeilern erfolgt dann meistens mit Hilfe von Schiffen. Für den Verkehr der Arbeiter mit den Ufern dienen Kähne oder auch schwimmende Laufbrücken (s. Taf. XVI, Abb. 3[c], 3[d]).

Es ist nicht zu verkennen, dafs das letztgenannte Verfahren, besonders bei Flufsbrücken mit vielen Pfeilern, den Vorzug verdient, wenn es sich um schnelle Ausführung handelt und wenn man in der Wahl der zuerst in Angriff zu nehmenden Pfeiler aus irgend welchen Gründen nicht beschränkt sein will. Die Aufstellung des durchgehenden Hauptgerüstes für eine lange Brücke erfordert oft viel Zeit, so dafs die Inangriffnahme der Pfeiler dadurch verzögert wird. Auch wird der Verkehr im Flusse durch den Pfeilerbau nicht so beengt, als durch ein durchlaufendes Gerüst.

Beim Pfeilerbau der Flufsbrücken mit eisernem Überbau führt man häufig keine besonderen Gerüste auf, indem man bis zu einer gewissen Pfeilerhöhe das Versetzen der Steine von einem auf dem Förderschiffe stehenden Krane aus besorgt und für die Fertigstellung des Pfeilerrestes gleich die zur Aufstellung des eisernen Überbaues erforderlichen Gerüste benutzt. Die Höhe, bis zu welcher der Pfeiler in diesem Falle ohne Gerüste aufzuführen ist, bestimmt sich aus der gröfsten Hubhöhe des Kranes. Dabei werden Kran samt Förderschiffe meistens mit Vorteil durch Dampfkraft betrieben.

2. Da die Einzelheiten der Laufkrane in § 12 behandelt werden, so genügt es hier, auf Beispiele zu verweisen. Abb. 3 u. 4 gibt Ansichten und Einzelheiten davon.

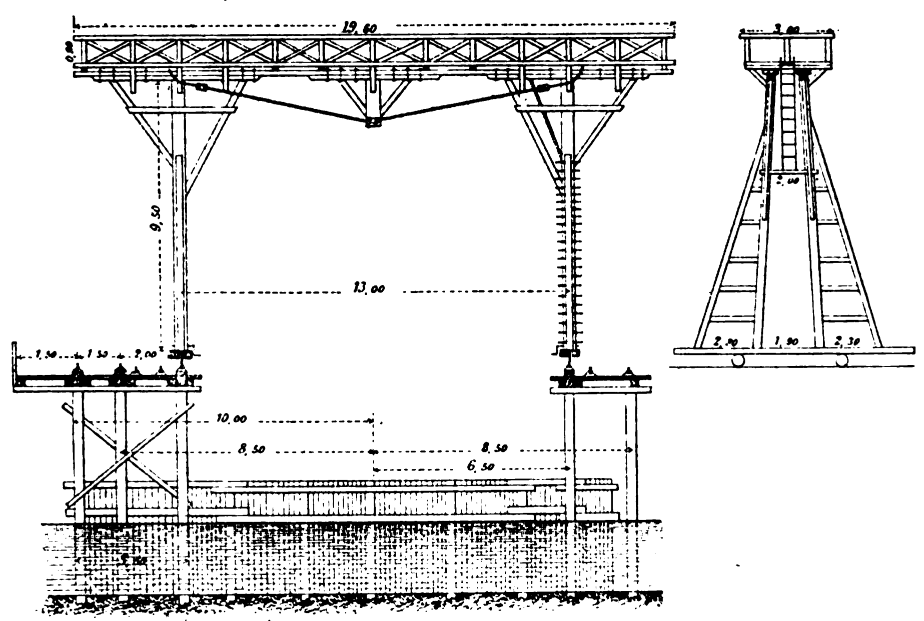
Laufkran für den Bau der Garonnebrücke bei Saint Pierre de Gaubert. Es waren 4 solcher Krane in Tätigkeit, zu deren Bedienung je 8 Mann erforderlich waren, 4 Mann an der Winde und 4 zur Fortbewegung. Die Zufuhr des Materials geschah auf einer über den ganzen Flufs reichenden Dienstbrücke zu beiden Seiten der Brücke.

Ferner sind noch dargestellt:

Taf. XVI, Abb. 10, der Laufkran beim Bau einer Talbrücke auf der Eisenbahn von Paris nach Vincennes: ein Laufkran, der seine Unterstützung durch Rollen unmittelbar auf dem Gelände findet. Die Hebung des Materials erfolgt vom Erdboden aus.[10]

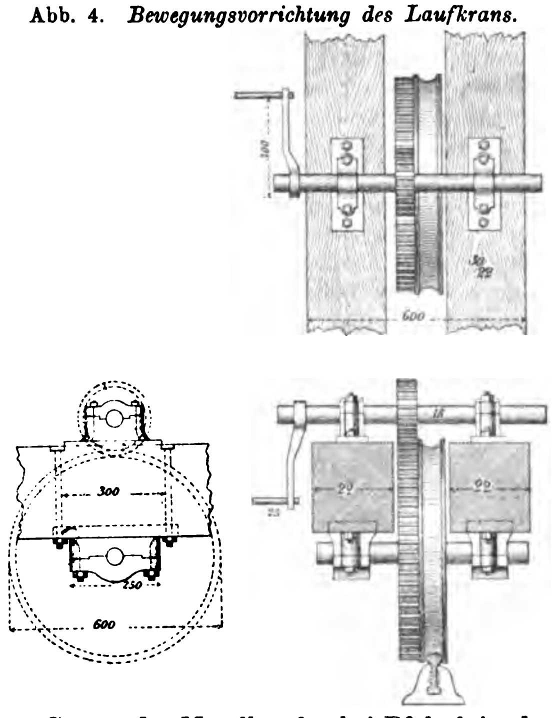
[10]) Die Baugerüste der berühmten Grosvenor-Bridge über den Dee bei Chester (1827/34 erbaut) und einer der ältesten im Anfang der 30er Jahre in England erbauten Talbrücken — bei Wolverton — gehören ebenfalls hierher. — (Transact. of the inst. of civil eng. 1836, S. 207; Allg. Bauz. 1838, S. 85.) Vergl. auch Allg. Bauz. 1845, S. 180. Gerüst für den Bau der Kanalbrücke über die Garonne bei Agen (auch abgebildet in Bauernfeind, Vorlegeblätter f. Brückenbaukunde 1872, Bl. X).

Abb. 3. *Laufkran der Brücke über die Garonne bei Pierre St. Gaubert.*



Taf. XVI, Abb. 2, das Versetzgerüst der Moselbrücke bei Conz in der Saarbrücken-Trier-Eisenbahn.[11]) Die Stützung der Laufkrane erfolgt hier auf zwei, noch durch Sprengwerke verstärkten Gitterträgern zu beiden Seiten der Brücke. Diese Gitterträger wurden nach Vollendung der Pfeiler, auf deren Vorköpfen sie Auflager fanden, aufgestellt. Sie trugen auch das Hilfsgleis für die Zufuhr der Wölbsteine u. s. w. und dienten gleichzeitig für die Aufstellung der Lehrgerüste. Der Pfeilerbau geschah mit Hilfe besonderer, auf die Spundwand der Gründung gestützter Versetzgerüste, deren Winden die Baumaterialien unmittelbar aus den Kähnen emporhoben. Das Holzmaterial zu den Gittern hatte man gröfstenteils aus den abgebrochenen Pfeiler-Fangdämmen entnommen. Andernfalls würde auch die Herstellung eines festen Gitterträgers zur Unterstützung der Förderbahn und der Laufkrane kostspieliger ausgefallen sein, als eine andere freitragende Unterstützung.

Abb. 4. *Bewegungsvorrichtung des Laufkrans.*



Das in Abb. 9, Taf. XVI gezeichnete Gerüst der Moselbrücke bei Pfalzel in der Moselbahn wird in § 9 besprochen, weil die dabei in Anwendung kommende fest unterstützte Dienstbrücke in verschiedenen Höhenlagen benutzt wurde.

[11]) Die Bauanlagen der Saarbrücken-Trier-Luxemburger Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 43.

Taf. XVI, Abb. 1 zeigt das Versetzgerüst beim Bau der Neckarbrücke bei Ladenburg (Abb. 1[b], 1[c], 1[d] Gerüst für den Pfeileraufbau. Die Baumaterialien werden zu Schiff herangebracht. Abb. 1[a] Gerüst für die Ausführung der Gewölbe. Abb. 1 Vorrichtung am Ufer zum Heben der Materialien in die Fördergleise der Dienstbrücke).

Aus Taf. XVI, Abb. 3 ist das Gerüst für den Bau der Loirebrücke bei Montlouis in der Eisenbahn von Orleans nach Tours ersichtlich. Abb. 3[b], 3[c], 3[d] Aufbau der Pfeiler, Zufuhr der Materialien in Kähnen, Verkehr der Arbeiter mit den Ufern durch schwimmende Laufbrücken. Abb. 3, 3[a] Herstellung der Gewölbe. Es arbeitet je ein Laufkran mit kleiner Spannweite auf jeder Brückenseite. Diese Anordnung erspart Kosten für die Anlage und die Bewegung des Laufkranes, bietet aber nicht die Möglichkeit, jeden Stein unmittelbar durch die Winde an seine Stelle zu bringen.

Taf. XVII, Abb. 2 zeigt das Gerüst für den Aufbau der Strompfeiler der eisernen Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa in Portugal. Die hier gewählte Anordnung fester Gerüste, die auch für die Pfeiler einer gewölbten Brücke in Anwendung kommen kann, unterscheidet sich von allen bisher besprochenen. Sie ist gewählt worden, sowohl um die grofsen Kosten für ein umfangreiches hohes Gerüst zu sparen, als auch um die durch Hochwasserstände des Douro den Rüstungen drohenden Gefahren zu vermeiden.

Das ganze Gerüst baut sich an der schmalen stromabwärts gehenden Seite der Pfeiler auf, so dafs der Pfeiler es gegen das andringende Hochwasser schützt und setzt sich entsprechend dem Wachsen des Pfeilers aus mehreren Stockwerken zusammen. Das unterste, aus vier untereinander verstrebten Stielen gebildete Stockwerk, das oben eine über den Pfeiler hinausragende Bühne mit fahrbarer Winde trägt, ist 5,6 m hoch. Es steht auf einer 2 m breiten, 3 m ausladenden auslegerartigen Unterrüstung, die sich auf den untersten Absatz des Mauerwerkes stützt und durch einen den ganzen Pfeiler umschliefsenden Holzrahmen (Abb. 2) gehalten wird. Sämtliche Materialien kommen zu Schiff an und werden auf einer unten am Pfeiler befindlichen schwimmenden Bühne abgeladen und von dort mit der fahrbaren Winde auf den Pfeiler gebracht. Zur Erleichterung des Ausladens ist auf der Unterrüstung noch eine feste Winde aufgestellt (Abb. 2[a]).

War der Pfeiler, soweit es die Rüstung gestattete, aufgemauert, so wurde die Fahrbahn mittels der Winde abgenommen und ein zweites, dem ersten ähnliches Stockwerk aufgesetzt. Zur Vollendung des Pfeilers wurde noch ein drittes Stockwerk nötig, das sich von den unteren nur dadurch unterschied, dafs es wegen des Aufhörens der Pfeilerhäupter hineinrücken konnte und zum Teil auf dem Hinterhaupte stand. Entsprechend dem Aufbau wurden die nahe am Pfeiler befindlichen Stiele der unteren Stockwerke durch im Pfeiler vermauerte Anker versichert, da das Aufbringen eines neuen Stockwerkes in einem Tage ausgeführt wurde und die Maurer sich für diese Zeit hinreichend mit Material versorgen konnten, so fand eine Unterbrechung der Arbeit nicht statt. Der einzige Übelstand war der, dafs alle Materialien an der schmalen Seite des Pfeilers angebracht wurden, wodurch oft eine Anhäufung von Material und eine Erschwerung in der Bewegung der Maurer eintrat.

2. Gerüste für hohe Bauten (Talbrücken). Hier unterscheidet man folgende Anordnungen:

a) Die Unterstützung der in verschiedenen Stockwerken angebrachten wagerechten Förderbahnen u. s. w. geschieht sowohl über, wie unter dem höchsten Wasserstande durch lotrechte, gegen seitliche Verschiebungen gesicherte Ständerreihen;

b) die Unterstützung geschieht oberhalb des höchsten Wassers wie bei a) angegeben, unterhalb jedoch in jeder Bauwerksöffnung durch freitragende Konstruktionen (Sprengwerke, Gitterträger u. s. w.) unter Benutzung der fertiggestellten Pfeiler und Widerlager als Stützpunkte.

Im ersten Falle hat man entweder Hochwasser und Eisgang nicht zu fürchten oder die Standfestigkeit des Gerüstes wird für genügend gehalten, um nötigenfalls mit

Hilfe besonderer Verstärkungen oder Vorkehrungen die Wassergefahr oder starken Eisgang mit Erfolg zu bekämpfen. Im zweiten Falle bildet man durch Anbringen einer freitragenden Konstruktion eine Durchgangsöffnung für Hochwasser und Eisgang, um jeder Gefahr für die Gerüste aus dem Wege zu gehen.

1. Die Gerüstanordnung unter a) kam in Anwendung bei einer Reihe der gröfsten Brücken Deutschlands, z. B. Talbrücke bei Schildesche in der Köln-Mindener Eisenbahn, Enztalbrücke bei Bietigheim der württembergischen Staatseisenbahn, Diemel-Talbrücke bei Haueda in der westfälischen Eisenbahn, Talbrücken der Chemnitz-Riesaer Bahn bei Steina, Waldheim, Heilgenborn, Diedenmühle, Kummermühle und über die Zschopau, Neifse-Talbrücke bei Görlitz in der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn, endlich bei den gröfsten deutschen Brücken über das Göltzsch- und über das Elstertal u. a. m.

Abb. 5.

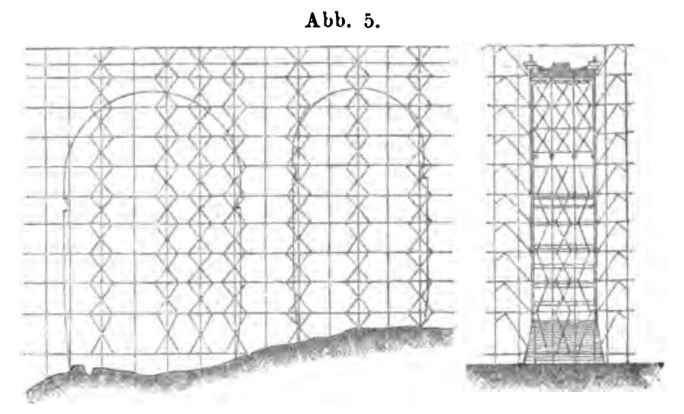
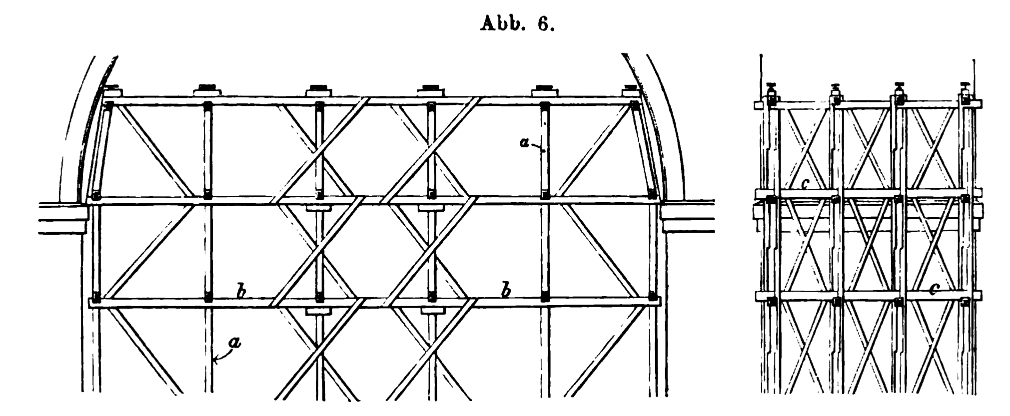


Abb. 5 stellt in der Ansicht und im Querschnitt in allgemeinen Linien die Gerüstanordnung dar. Abb. 6 gibt Einzelheiten.

Abb. 6.



Zwischen den Ständern *a* der einzelnen Stockwerke liegen die Rahmenhölzer *b*, auf denen die Querschwellen *c* verkämmt sind. Rahmen und Ständer, sowie auch Querschwellen und Ständer sind durch Streben oder Zangen (Andreaskreuze) gegeneinander abgesteift. Die Rahmen werden über den Ständern gestofsen und durch eiserne Stofsplatten mit Bolzen verbunden, Zangen oder Streben ebenfalls mit den Ständern bezw. Rahmen verbolzt.

Die Verstrebung der Querschwellen mufs so angeordnet werden, dafs unter den Streben noch Raum für den Durchgang der Förderwagen verbleibt. Eine Verstrebung gegen seitliche Verschiebung des Gerüstes, verursacht durch Sturmwinde, Seitenschwankungen der im Betriebe befindlichen Laufkrane u. s. w. wird ebenfalls erforderlich und am geeignetsten in wagerechter Ebene unter den Querschwellen in Form gekreuzter, durch Bolzen verbundener Streben angebracht. Meistens genügt es, diesen Windverband nur in demjenigen Stocke anzubringen, der seiner Lage nach den

Hauptangriff der Seitenkräfte auszuhalten hat. Die Verstrebung wird jedoch häufig auch in jedem Stocke angebracht, wobei gewöhnlich abwechselnd je ein Feld überschlagen wird.

Die oberen Gerüststockwerke, zwischen denen Gewölbe und Stirnmauern zu liegen kommen, müssen, weil sie zu beiden Seiten der Brücke vereinzelt stehen, so lange wie möglich durch Zangen miteinander verbunden und gegeneinander abgesteift werden. Sobald bei Höherführung des Mauerwerkes die Zangen hinderlich werden, sind sie abzuschneiden, wobei man die Enden zweckmäfsigerweise vorübergehend mit dem Mauerwerke verankert. Die Ständer der unteren Stockwerke werden, wenn sie auf Mauerabsätze zu stehen kommen, auf Grundschwellen gelagert. Sonst rammt man sie als Grundpfähle in den Boden oder man stützt sie unter Anwendung von Grundschwellen auf besonders vorgerammte Grundpfähle. Wo die örtlichen Verhältnisse ein Einrammen von Pfählen nicht gestatten, stellt man die Ständer auf Grundschwellen, Schwellenmauern, grofse Quader u. s. w.

Wenn die Widerlager durch Versetzen der Bausteine aus freier Hand oder mit Hilfe einfacher Hebevorrichtungen aufgeführt werden können, braucht das Gerüst in der Ansicht des Bauwerks nicht über die Widerlager hinauszureichen. Dadurch wird viel Holz gespart und vermieden, dafs Böschungskegel, deren Schüttung nicht bis zur Fertigstellung ausgesetzt werden darf, dem Gerüste hinderlich in den Weg treten oder dessen Haltbarkeit gefährden.

2. Die zur Verwendung kommenden Stärken kantiger Hölzer sind im allgemeinen für Ständer 15 bis 20 **cm**, Rahmen 20 bis 35 **cm**, Streben 15 bis 25 **cm**, untergeordnete Balken, Kopfbänder und Zangen 15 **cm**. Der Billigkeit wegen empfiehlt sich möglichste Verwendung von Rundhölzern in einer Stärke von 20 bis 35 **cm**, die nur insoweit beschlagen werden, als es für die Verbindungsstellen erforderlich wird. Zangen und Bänder können hierbei aus Halbrundholz gefertigt werden. Die Ständerlängen oder Stockhöhen liegen zwischen 5 **m** und 8 **m**; die Weite der Gerüstfelder wechselt, wenn Kopfbänder zu Hilfe genommen werden, von 4 **m** bis etwa 9,0 **m** und bestimmt sich in der Regel leicht durch die Abmessungen des Bauwerkes.

Bei der Berechnung der Gerüste (nach bekannten Regeln) wird hauptsächlich deren Widerstand gegen Winddruck zu untersuchen sein.[19]) Dabei dürfen die aus der Verkehrs- und Windbelastung herrührenden Spannkräfte der Hölzer, weil die Gerüste nur für eine kurze Dauer dienen, entsprechend hoch, etwa durchschnittlich 100 bis 120 **kg/qcm** angesetzt werden.

3. Ein zweckmäfsig angeordnetes Gerüst, benutzt für die Ausführung der Sinntal-Talbrücke auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie, ist auf Taf. XV, Abb. 1, 1^a, 1^b dargestellt.

Das Versetzgerüst ist in 5 Stockwerke eingeteilt, die drei unteren je 5,84 **m**, die beiden oberen je 5,25 **m** hoch. Streben und Ständer erhielten bei dieser Anordnung noch keine übermäfsige Länge, die das Aufstellen erschwert hätte. Die Ständer waren 6,13 **m** voneinander entfernt, nur die Weite zwischen den rechts und links neben den Pfeilern befindlichen Ständern waren 6,42 **m**, weil diese Ständer ihre Unterstützung auf Mauerabsätzen finden mufsten. Die Felder waren durch die gewählte Anordnung nahezu quadratisch geworden, was eine besonders übersichtliche Anordnung der Verstrebung zuliefs. Die Streben umfafsten Ständer und Rahmen und waren mit beiden verbolzt. Der Unterbau des Lehrgerüstes war mit dem Versetzgerüst bis zur Höhe des dritten Stockes gemeinschaftlich aufgeführt. Hier, an der Unterfläche der Querstreben, war die Windverstrebung angebracht. Die vereinzelt stehenden Wände des vierten und fünften Stockes waren mehrfach durch Zangen verbunden (Abb. 1^a). In jedem

---

[19]) Ein Teil der Rüstung der Göltzschtalbrücke wurde am 8. August 1850 durch Sturmwind zerstört. — Ein Beispiel der Berechnung eines Ständergerüstes findet man Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 159. (Völker, Erdarbeiten und Talbrücken der württembergischen Gäubahn).

der drei unteren Stockwerke und zwar über jedem Pfeiler bewegte sich senkrecht zur Bahnachse ein Laufkran von 6,42 m Spannweite. Beim Beginn der Wölbung wurde dieser Kran entbehrlich und an seine Stelle trat ein anderer von 11,38 m Spur, der parallel zur Bahnachse lief. Die Spurweite dieses Kranes war klein gehalten dadurch, dafs man zwischen den äufsersten Gerüstwänden *u* (Abb. 1[a]) noch je zwei neue *l* einstellte, die vom dritten Stock aus durch die Verstrebung *o* gestützt wurden. Bei dieser Anordnung blieb noch Raum, um zwischen den Stirnen und den Zwischenwänden auf jeder Bauwerkseite ein Fördergleis einzuführen.

Die Zufuhr der Materialien von den Lagerplätzen erfolgte auf der rechten Bahnseite mit Hilfsbahnen, die durch zwei Drehscheiben mit den Aufzugsgleisen in Verbindung standen. Die aus dem anliegenden Einschnitte geförderten Materialien wurden in der Höhe der verschiedenen Stockwerke durch die Förderbahnen rechts und links herangeschafft. Für die Unterstützung dieser Bahnen mufste längs der Widerlager ein Hilfsgerüst geschaffen werden, weil die Materialien für den Bau der Widerlager aus freier Hand versetzt und deshalb die Hauptgerüste nur bis an die Widerlager geführt wurden. Das Hilfsgerüst wurde, mit der Anschüttung der Böschungskegel Schritt haltend, nach und nach wieder entfernt und die mit Winden aus der Schüttung hervorgezogenen Hölzer in höheren Stockwerken wieder verwendet. Bei der Zimmerung des Gerüstes ist Rundholz in ausgedehntem Mafse zur Anwendung gekommen.

Ein weiteres musterhaftes Beispiel eines festen Versetzgerüstes bietet der Bau der Enztalbrücke der württembergischen Staatseisenbahn (Taf. XV, Abb. 5 u. 5[a]).

Die Lehrgerüste waren hier gesprengt. Sämtliche vier Gerüststockwerke sind gleich hoch, rund 8 m, die lichte Weite der Felder in der Ansicht beträgt rund 6 m. Die Stützung der Rahmen auf die Ständer geschieht durch Sprengwerkstreben mit zwischenliegendem Spannriegel. Doppelte Zangen umfassen die Ständer und tragen die sich aufkämmenden Rahmen. Die Windverstrebung ist in jedem Stock mit Überschlagung eines Feldes unter den Rahmen angebracht. Die Streben der Andreaskreuze setzen sich auf die Zangen. Die Grundfläche des Gerüstes ist durch Anbringen langer Streben (Abb. 5) vergröfsert und so der Widerstand des Gerüstes gegen Hochwasser und Eisgang erhöht.

Das Gerüst der Chaumont-Talbrücke (Taf. XVII, Abb. 9) zeichnet sich durch grofse Einfachheit der Bauart aus.

Auf Taf. XVI sind noch einige zweckmäfsig und leicht gebaute (1875/77) zur Ausführung gekommene Gerüste verzeichnet, in Abb. 5, 7 u. 8 Gerüste der Linien Kaiserslautern-Kirchheimbolanden und Germersheim-Bruchsal der pfälzischen Ludwigsbahn, in Abb. 6 das Gerüst der Haldenbach-Talbrücke bei Endersbach auf der württembergischen Staatseisenbahn, in Abb. 4 das Gerüst einer Brücke der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim in Elsafs-Lothringen.

Das Gerüst der Eisenbahnbrücke über die Werra bei Münden (Taf. XV, Abb. 4, 4[a]) bildet wegen der Sprengwerke des unteren Stockes einen Übergang zu den unter b) näher bezeichneten Anordnungen.

4. Um den Widerstand des Gerüstes gegen Hochwasser, Eisgang, Seitenschwankungen u. s. w. zu erhöhen, ist eine Verbreiterung seiner Grundfläche durch Anbringen entsprechender Verstrebungen zu empfehlen. Man wird aber auch die obere Breite des Gerüstes und dadurch die lichte Weite der Laufkrane möglichst zu beschränken suchen. Dies wird erreicht, wenn man die äufseren Gerüstwände so nahe wie möglich an die Stirnmauer rückt und nur so viel Raum beläfst, um die vom Laufkran vorzunehmenden Handhabungen noch bequem ausführen zu können. Abgesehen von der Ersparnis an Holz erreicht man durch solche Anordnung die gröfstmögliche Standfestigkeit der oberen Gerüststockwerke, weil durch die verringerte Lichtweite des Laufkranes dessen Schwankungen und die Gefahr seines Umkippens ermäfsigt werden.

Aus diesem Grunde erscheint es — gegenüber dem Verfahren, ein und dieselbe Art von Laufkranen für die ganze Dauer des Baues parallel zur Achse des Bauwerkes sich bewegen zu lassen — vorteilhafter, für den Pfeilerbau Laufkrane von geringer Weite senkrecht zur Bahnachse und bei der Wölbung u. s. w. gröfsere Krane, parallel zur

Bahnachse laufend, aufzustellen, wie es bei der Sinntalbrücke geschehen ist. In anderer Art sind die Gerüste der Lavaur-Brücke auf der Eisenbahnlinie Montauban-Castres angeordnet. Hier sind die Gerüststockwerke nicht, wie es bei den vorgeführten deutschen Beispielen durchweg der Fall war, schliefslich bis zur Gesimshöhe der Brücke geführt (Taf. XV, Abb. 3). Dafür ist die Fahrbahn des Laufkranes entsprechend tiefer gelegt und seine Spannweite derart grofs gemacht, dafs zwischen dem Mauerwerk und den Laufkranstützen noch reichlich Platz bleibt, um alle Handhabungen für den Aufbau der oberen Brückenteile vorzunehmen.

5. Die Gerüste unter b) unterscheiden sich nicht wesentlich von den eben vorgeführten. Taf. XV, Abb. 2, 2ᵃ zeigt als Beispiel das Gerüst der Zschopau-Talbrücke, wo für die Unterstützung im Hochwassergebiete ein Sprengwerk dient. Die Aufstellung des Gerüstes konnte natürlich nicht eher erfolgen, bis die Pfeiler zur Höhe der Sprengwerke gediehen waren. Für den Aufbau der Pfeiler bis in jene Höhe wurden Hilfsgerüste verwendet, die aufserdem noch zum Richten der Hauptgerüste dienten.

§ 9. Feste Gerüste mit beweglichen Förderbahnen. Diese Anordnungen bilden den Übergang zu den fliegenden Gerüsten und sind ersichtlich aus dem Bestreben hervorgegangen, die Holzfülle der eigentlichen festen Gerüste mit mehreren unbeweglichen Förderbahnen zu vermindern. Sie eignen sich für hohe Bauten mittlerer Gröfse, bei denen Bausteine von geringeren Abmessungen verwendet werden und die daher eine leichtere Anordnung des festen Teiles der Gerüste noch zulassen.

1. Bei niedrigen Bauten (Flufsbrücken) erscheint eine Hebung von Förderbahnen nur dann zweckmäfsig, wenn die Kosten der Hebung durch die Minderkosten und Vorteile der Einstellung einfacher, leicht zu handhabender Hebevorrichtungen mindestens ausgeglichen werden.

Ein Beispiel bietet das Gerüst vom Bau der Moselbrücke bei Pfalzel in der Moselbahn (s. Taf. XVI, Abb. 9).

Da der Schiffahrtsverkehr der Mosel an der Baustelle auf der linken Flufsseite liegt und demnach auf dieser Seite bequeme Vorrichtungen zur ungestörten Entladung der vielfach auf dem Wasserwege anlangenden Materialien nicht geschaffen werden konnten, das rechtsseitige Ufer aber wegen seiner günstigen Höhenlage und ebenen Gestaltung sowohl die Zufuhr zu Wasser, als auch zu Lande ohne Schwierigkeiten gestattete, so wurden sämtliche Lagerplätze auf der rechten Flufsseite eingerichtet.

Das Heranschaffen der Materialien von den Lagerplätzen geschah anfangs auf einer leichten, auf eingerammten eisernen Pfählen ruhenden Dienstbrücke; später wurde ein Versetzgerüst aufgestellt, das gleichzeitig für die Zufuhr der Materialien diente. Das Gerüst bestand aus zwei Paar Howe'schen Trägern, von denen je ein Paar zu beiden Seiten der Brücke auf einzelnen längeren Pfählen der Fangdämme ruhte und auf der oberen Gurtung das Laufkrangleis, auf der unteren Gurtung das Fördergleis trug. Die einzelnen Träger hatten eine Länge von 52 m und reichten somit über zwei Brückenöffnungen hinweg. Sie wurden auf dem Lande fertiggemacht und über die Auflager geschoben.

Im ersten Baujahre hatte das Gerüst vom rechten Ufer bis zum Pfeiler III eine solche Höhenlage, dafs die untere Fahrbahn über dem höchsten Sommerwasserstande und in Höhe der an dem Lagerplatz vorbeiführenden Strafse sich befand. Vor Beginn des Winters wurde dieses Gerüst abgebrochen und im nächsten Frühjahre in einer um 6 m gröfseren Höhe wieder aufgestellt. Da keine Baukrane beschafft, sondern die für den Bahnbetrieb bestimmten schweren Krane benutzt werden sollten, so mufsten die einzelnen Teile und Verbindungen eine besondere Stärke und Steifigkeit erhalten.

2. Bei Herstellung von hohen Bauwerken (Talbrücken) lassen sich die Gerüste in der Regel dadurch noch vereinfachen, dafs man die Gerüstbreite einschränkt, indem man die Förderbahn nicht zur Seite, sondern in die Achse des Bauwerkes legt und nur jeden Pfeiler mit einem rahmenartigen Gerüste umgibt.

In Bezug auf die Materialienzufuhr kann man dabei zwei Fälle unterscheiden:

a) Materialienzufuhr auf hochliegender, wagerechter Bahn. Alsdann verbindet eine zwischen den Pfeilern unterstützte Förderbahn sämtliche Pfeilergerüste und legt sich mittels einer geneigten Ebene an den Hang des Widerlagers, um von dort aus die Materialien aufzunehmen. Über jedem Pfeiler und oberhalb der Förderbahn befindet sich ein Laufkran, der die Materialien an jeden beliebigen Arbeitspunkt der Pfeiler bringen kann. Förderbahn und Laufkran werden mit dem Fortschreiten der Arbeiten gleichzeitig entsprechend gehoben, was gewöhnlich in Arbeitspausen, besonders am Sonntage geschieht, um die Hauptarbeiten nicht zu unterbrechen. Die Brücke (Dienstbrücke) erhält entweder nur ein Gleis mit entsprechenden Weichen oder zweckmäfsiger gleich zwei Gleise, um jeden unnützen Aufenthalt bei der Förderung zu vermeiden.

b) Materialienförderung auf tiefliegender Bahn mit senkrechter Hebung. Hier sind einzelne, rahmenartig um jeden Pfeiler gelegte Gerüste vorhanden, zwischen deren Ständern über jedem Pfeiler ein Laufkran sich bewegt, der sämtliche Materialien vom Erdboden emporhebt. Der Laufkran wird mit dem Fortschritt der Arbeiten gehoben.

Zur Herstellung der Gewölbe dient in beiden Fällen eine Förderbahn, die von dem Lehrgerüste und den fertiggestellten Pfeilern unterstützt, entweder gleich hoch genug angelegt wird, um das Gewölbe darunter schliefsen zu können, oder aber auch niedriger, in welchem Falle sie später noch einmal gehoben werden mufs. Wenn die Förderbahn in der Achse des Bauwerkes liegt, können die Laufkrane weniger Ausladung oder Lichtweite erhalten, haben daher weniger Bestreben zu kippen und können einfacher und leichter gebaut werden. Im Falle a) empfangen die Laufkrane die Materialien auf wagerechter Bahn von den Widerlagern her, im Falle b) heben sie solche vom Erdboden empor.

Bei Talbrücken von sehr grofser Länge, oder falls die Widerlager sich nicht gegen einen Hang lehnen, wird ein Anschlufs der hochliegenden Förderbahn an die Widerlager, um von dort Material aufzunehmen, nicht wohl ausführbar sein, statt dessen kann man an geeigneten Punkten Vorrichtungen zum Aufbringen oder Aufziehen der Materialien einrichten.

3. Zweckmäfsige Beispiele für Pfeilerbau bieten in Taf. XVII, Abb. 4, 5, 6 die Brücken von Montciant, des Bèbre-Tales und des Feige-Tales auf der Eisenbahn Saint Germain des Fossées-Roanne und für die Gewölbeherstellung in Taf. XVII, Abb. 1 die Talbrücke von Solémy. Bei den Talbrücken des Bèbre- und Feige-Tales geschah die Materialienzufuhr auf wagerechter Bahn, bei der Talbrücke von Montciant durch senkrechte Hebung. Die Gerüste der Feige-Talbrücke konnten wegen der geringen Abmessungen der verwendeten Steine sehr einfach sein. Die Förderbahn bestand aus einem einfachen Steg und die Gerüste brauchten nicht mehr die Pfeiler zu umschliefsen, weil alle Steine aus der Hand versetzt werden konnten.

4. Ein Vergleich der Anordnungen unter a) und b) liefert nach den beim Bau der genannten Eisenbahn nach Roanne gewonnenen Erfahrungen folgendes Ergebnis:

Beide Anordnungen lassen, wenn die Materialien erst einmal oben sind, ein gleich gutes Versetzen zu, aber der wagerechten Förderung gebührt gegenüber der senkrechten Hebung der Vorzug. Die Mehrkosten der hochliegenden Förderbahn werden durch die Minderkosten der Zufuhr auf der schiefen Ebene (vergl. § 34) und überhaupt durch die

grofse Leichtigkeit des ganzen Betriebes reichlich ausgeglichen. Das senkrechte Heben dauert länger als die wagerechte Förderung, deshalb müssen die Maurer Material auf den Pfeilern anhäufen. Trotzdem feiern sie oft, weil die ankommenden Materialien nicht die sind, welche sie gerade gebrauchen. Dagegen stehen auf der hochliegenden Bahn die beladenen Wagen im voraus an den Enden der Bahn oder in den Weichen und werden erst, wenn man sie nötig hat, nach dem Pfeiler befördert, so dafs die Pfeiler mit überflüssigem Material nie belastet werden und die Maurer bequemer arbeiten können und nicht zu feiern brauchen. Diese Umstände wurden von den Unternehmern der genannten Eisenbahnlinie richtig gewürdigt. Deshalb wurden bei drei später angefangenen Talbrücken die Gerüste wie bei der Bèbre-Talbrücke hergestellt. Ebenso auch die Talbrücke von Castellux (Taf. XVII, Abb. 8), deren Gerüste aufserordentlich einfach und leicht erscheinen.

§ 10. Fliegende Gerüste. Die Einteilung geschieht am besten mit Rücksicht auf die Art, wie die Materialienförderung bewerkstelligt wird. Aufserdem wird noch der Pfeilerbau vom Gewölbebau zu trennen sein. Danach unterscheidet man:

a) Die Materialienförderung erfolgt beim Pfeiler- und Gewölbebau auf hochliegender, wagerechter Bahn;
b) die Materialienförderung erfolgt beim Pfeiler- und Gewölbebau durch senkrechte Hebung;
c) die Materialienförderung wird beim Pfeilerbau durch senkrechte Hebung und beim Gewölbebau auf wagerechter Bahn bewirkt.

Die beiden ersten Anordnungen bringen den Grundgedanken der fliegenden Gerüste, alle Gerüstteile auf fertiggestellte Bauwerksteile zu stützen und allmählich mit dem Fortschritte des Baues zu heben, in vollkommenster Weise zur Anschauung.

Bei der Anordnung a) liegt die Förderbahn auf einer sowohl für die Pfeiler, als auch für die Gewölbe dienenden (wagerechten) Dienstbrücke, die auf den fertiggestellten Pfeilern ruht und allmählich gehoben wird. Die Zufuhr der Materialien nach der Dienstbrücke geschieht entweder durch geneigte Ebenen oder durch Aufzüge, die an einem Ende oder an mehreren Zwischenpunkten des Gerüstes arbeiten.

Bei der Anordnung b) besteht das fliegende Gerüst eigentlich nur aus einem auf jedem Pfeiler befindlichen Krane, der mit dem Fortgange der Pfeilerbauten gehoben und schliefslich, auf die Lehrgerüste gestellt, auch für die Gewölbe benutzt wird. — Grofse Nachteile erwachsen bei dieser Anordnung aus der schon im § 9 unter 2. b) besprochenen, ausschliefslich senkrechten Hebung sämtlicher Materialien.

Diese Nachteile werden bei der Anordnung c) mehr vermieden, weil dabei die Wölbung unter Zufuhr der Materialien auf einer wagerechten Bahn bewirkt werden kann.

a) Materialienförderung für Pfeiler- und Gewölbebau auf wagerechter Bahn. Das Gerüst der auf der Bahn von Rennes nach Brest von den Ingenieuren Planchat und Fenoux erbauten Morlaix-Talbrücke bietet ein lehrreiches Beispiel für obige Anordnung.

Das Versetzgerüst (Taf. XVIII, Abb. 3) bestand aus einer Verbindung mehrerer hölzernen, von Pfeiler zu Pfeiler sich freitragenden Dienstbrücken, die allmählich, mit dem Fortschritte der Pfeilerbauten gleichen Schritt haltend, gehoben wurden. Die Dienstbrücke hatte 16 Einzelöffnungen, die an den Stöfsen auf den Pfeilern fest miteinander verbunden waren, und ahmte im wesentlichen Howe's System nach. Zwei Gitterträger, 3 m voneinander entfernt und jeder 2,55 m hoch, trugen zwei 0,08 m starke Bohlenbahnen, eine obere für die Fördergleise und eine untere für den Verkehr der Arbeiter, für die Wasserzufuhr, die Mörtelbeschaffung und die Überwachung. Jeder dieser Träger (Abb. 3^b, 3^c) wurde aus zwei $\frac{0,20}{0,25}$ m starken

Gurten gebildet, die auf Entfernungen von je 1,80 m durch eiserne Zugstangen von 2,7 m Länge und 0,03 m Stärke miteinander verbunden waren. In den auf solche Weise durch die Zugstangen gebildeten Feldern befanden sich die Streben, die Hauptstreben doppelt, die Gegenstreben einfach, $\frac{0,12}{0,10}$ stark, an der Kreuzungsstelle durch einen 0,02 m starken Bolzen verbunden. An jedem Knotenpunkte des Gitterträgers war eine Querverbindung hergestellt aus folgenden Teilen:

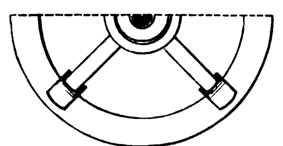
1. Aus zwei wagerechten Querhölzern, $\frac{0,20}{0,20}$ m stark, das untere auf dem unteren Gurt befestigt, 4,2 m lang, das obere unter dem oberen Gurt befestigt, 4,8 m lang und beide durch die Zugstangen mit den Gurten verbunden;
2. aus zwei Paaren Doppelzangen $\frac{0,09}{0,09}$ m stark, die auf jeder Seite der Zugstangen mit den Querhölzern verbolzt waren. Das eine Paar neigt sich nach aufsen und trägt das Schutzgeländer der Dienstbrücke, das andere neigt sich nach innen und dient zur Absteifung der oberen Bohlenbahn und der Trägerkonstruktion.

Die obere Bohlenbahn trägt aufser den zwei Fördergleisen auf besonderen, aufserhalb der Gitterträger liegenden $\frac{0,20}{0,20}$ m starken Langschwellen noch zwei Schienenstränge für die Bewegung der Laufkrane.

Die Verbindung der Dienstbrücke einer Öffnung mit der anderen geschah auf den Pfeilern und zwar durch 6 m lange und $\frac{0,20}{0,20}$ m starke Zangen, welche die Gurtungen der Gitterträger miteinander verbanden. Über der Verbindungsstelle stand gewöhnlich der Laufkran und weil diese Stelle aufserdem beim Heben der Dienstbrücke noch besonders in Anspruch genommen wurde, so verstärkte man sie durch Einbringen zweier Ständer zwischen den Gurten und durch Vergröfsern der Strebenstärken. — Während der Ausführung ruhte die Dienstbrücke auf den Pfeilern mittels eines hölzernen Unterbaues, dessen Höhe das Mafs von 1,5 m nie überschritt.

Abb. 7.





Für die Hebung brachte man auf jedem Pfeiler und unter die vier Endpunkte der Gitterträger Gerüstschrauben an (Abb. 7), die eine jedesmalige Hebung von etwa 0,5 m gestatteten. Während die Schrauben, um eine neue Hebung auszuführen, gelöst wurden, unterstützte man die Träger durch Holzschwellen. Die Hebung wurde an Sonntagen vorgenommen und dauerte zur Zeit, als die Dienstbrücke ihre volle Längenausdehnung erreicht hatte, etwa 6 Stunden. An jede Schraube wurden vier Mann gestellt und ein Zimmermann befehligte und beaufsichtigte das Ganze.

Während der Ausführung wurde das Verteilen der Bausteine unter Benutzung der Laufkrane auf der oberen Förderbahn bewirkt. Der Mörtel wurde von Kindern in Bütten auf der unteren Förderbahn nach den über jedem Pfeiler befindlichen Ausgufskästen getragen. Weil die Laufkräne ihre Stellung über den Pfeilern bis zum Zeitpunkte des Wölbens nicht zu verändern brauchten, so wurden sie an einzelnen Stellen der Dienstbrücke durch eiserne Haken befestigt, die in entsprechende, an den Gurten der Hauptträger angebrachte Ringe eingriffen. Die Beförderung der Materialien auf die Dienstbrücke geschah von der tiefsten Stelle der Talsohle aus mittels zweier durch je eine 5pferdige Lokomobile getriebenen Aufzüge, die aus je einem Vorgelege, einer Kette ohne Ende und der Empfangsvorrichtung auf der Dienstbrücke bestanden (vergl. § 34). Behufs Annahme dieser Vorrichtung waren die Gitterträger der Dienstbrücke entsprechend verstärkt. Das Heraufschaffen des Mörtels und des Wassers geschah mittels eines besonderen, von einer zweipferdigen Lokomobile getriebenen Aufzuges. Die Benutzung der Dampfaufzüge dauerte übrigens blofs bis zu dem Zeitpunkte, wo das Mauerwerk eine Höhe von 40 m über der Talsohle erreicht hatte, weil von da ab die Förderbahnen der Dienstbrücke durch Rampen unmittelbar mit den Lagerplätzen auf den Talhängen in Verbindung gesetzt werden konnten, wodurch der Betrieb wesentlich erleichtert wurde.

Ein weiteres musterhaftes Beispiel bietet das Gerüst der Aulne-Talbrücke auf der Eisenbahnlinie von Châteaulin nach Landerneau (Taf. XVIII, Abb. 1).

Allerdings kam hier die Dienstbrücke erst bei einer Höhe der Pfeiler von 10 m und bei zwei Pfeilern, in deren Öffnung die Schiffahrt nicht unterbrochen werden durfte,

sogar erst in einer Höhe von 30 m in Anwendung, denn bis zu dieser Höhe wurde mit festen Gerüsten gemauert, jedoch ist dieser Umstand unwesentlich, da bei der bedeutenden Höhe der Pfeiler (etwa 40 m) die Hauptarbeit mit fliegenden Gerüsten ausgeführt wurde.

Die Gitterträger der Dienstbrücke (Abb. 1ᵇ u. 1ᶜ) waren 3,95 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernt und 1,47 m hoch. Die Förderbahn wurde von Querbalken, die durch Kreuzstreben verstärkt waren, getragen und lag 0,73 oder 0,57 m unter dem höchsten Punkte der Gitterträger, so dafs diese gleichzeitig als Schutzgeländer dienten. Die Höhe des Geländers war ausreichend und zugleich bequem, weil die Plattform der Förderwagen um 0,13 m höher stand und somit das Herunterlassen der Materialien, das für die Pfeiler ausschliefslich durch Rutschen oder Trichter geschah, wesentlich erleichterte.

Die Hebung der Dienstbrücke erfolgte stets um etwa 1,5 m, sobald das Mauerwerk bis auf 0,6 m bis zur Unterkante der Träger gediehen war. Nach erfolgter Aufstellung der Lehrgerüste mit Hilfe der Dienstbrücke wurde diese, um das Wölben zu ermöglichen, über das Lehrgerüst gehoben (vergl. § 22). Während des Wölbens lagen zwei Gleise auf der Dienstbrücke, aufserdem waren auch Laufkrane in Tätigkeit, die sich auf den Gitterträgern bewegten. Anfangs wurden dabei die Materialien von den Lagerplätzen auf den Hängen durch Pferde auf geneigten Ebenen herangebracht, später ist man jedoch dazu übergegangen, die Materialien durch einen Aufzug (in § 12 beschrieben) senkrecht zu heben.

Beim Bau der Franz-Talbrücke auf der k. k. österr. südl. Staatseisenbahn kam ein ähnliches Gerüst zur Anwendung. Der Verkehr zwischen je zwei Pfeilern wurde durch eine (nur für eine Last von höchstens 250 bis 300 **kg** berechnete) Dienstbrücke bewirkt, die mit Leichtigkeit seitlich verrückt, gehoben und verschoben werden konnte, aber nur für den Arbeiterverkehr und zum Verfahren von Geräten und Mörtel diente. Das Heben der Steine geschah mittels einer zwischen je zwei Pfeilern auf einem starken Balkengerüst angebrachten, auf Schienen fahrbaren Winde.[19])

Die Vorteile des beim Bau der Aulne- und Morlaix-Talbrücken geübten Verfahrens, bestehend in der Anwendung einer Dienstbrücke und vorzugsweise wagerechter Förderung der Materialien, sind unverkennbar. Abgesehen von dem bereits erwähnten Nutzen der wagerechten Förderung gegenüber der senkrechten Hebung beruht ein anderer Vorzug des Verfahrens in der Freiheit, die es dem Konstrukteur in der Wahl der Bogenweiten läfst. Ein Haupthindernis gegen die Zulassung grofser Bogenweiten bei Talbrücken bildet ja bekanntlich die Anwendung verwickelter und schwerfälliger Gerüste.

b) Materialien-Förderung für Pfeiler- und Gewölbebau durch senkrechte Hebung. Das älteste Beispiel ist das Gerüst der Indre-Talbrücke auf der Eisenbahn von Tours nach Bordeaux, im Jahre 1847/48 vom Ingenieur Tony Fontenay erbaut (s. Taf. XVIII, Abb. 5).

Obgleich dieses System in den Anlagekosten als das billigste alle anderen überflügelt (vergl. Tabelle I in § 11), so heben doch die schon erwähnten, mit der ausschliefslichen senkrechten Hebung verbundenen grofsen Nachteile und Kosten jenen Vorteil wieder auf.

c) Materialien-Förderung durch senkrechte Hebung für den Pfeilerbau und auf wagerechter Bahn für den Gewölbebau. Beim Pfeilerbau wendet man ausschliefslich die senkrechte Hebung an, während beim Wölben vorzugsweise wagerechte Förderung zur Geltung kommt, selbstverständlich, je nach den örtlichen Verhältnissen, unter Beibehaltung mehr oder minder ausgedehnter Aufzugsvorrichtungen.

Da die Gewölbeherstellung von dem in § 9 bei den festen Gerüsten mit beweglichen Förderbahnen beschriebenen Verfahren nicht wesentlich verschieden ist, sondern bei einzelnen Bauwerken nur dadurch eigentümlich wird, dafs gewisse für den Aufbau

---

[19]) Zeitschr. f. Bauw. 1853, S. 555.

der Pfeiler in Benutzung gezogene Gerüstteile (wie bei der Indre-Talbrücke) zur Unterstützung der Gerüste beim Gewölbebau zweckmäfsig wieder herangezogen werden, so können sich die folgenden Beispiele hauptsächlich auf die verschiedenartigen Pfeilerausführungen beschränken.

1. Brücke über das Tal bei Rümlingen in der Schweiz (Taf. XVIII, Abb. 7).

Zwei 4 m lange Schwellen *a a* (Abb. 7^b) lagern, sich dicht an die schmalen Seiten des Pfeilers lehnend, auf eigens zu diesem Zwecke angeordneten Quaderauskragungen, und eine ebenso lange dritte Schwelle *b* ist durch den Pfeiler selbst gesteckt. Jede dieser drei Schwellen wird mittels zweier Streben gegen aus dem Pfeiler vorgekragte Quader abgestützt und trägt schwache Längsbalken, auf denen ein Bohlenbelag für Herstellung des Arbeitsbodens befestigt ist. Ferner tragen die drei fest unterstützten Schwellen *a*, *a*, *b* mit Hilfe eines Zwischenbaues den für die Pfeiler benutzten Laufkran. Der Zwischenbau besteht aus vier Streben *d*, die sich unmittelbar auf die Schwellen *a* setzen und aus vier säulenartigen 7,5 m langen, die Streben *d* und die 13,5 m langen Träger der Laufkrane umfassenden Doppelzangen *c*. Aufserdem dienen zur Verstärkung der Konstruktion noch die vier Hilfsstreben *e e* und zwei Ständer *h* mit je zwei Kopfbändern.

Die Gesamtkonstruktion mit der auf dem Laufkran beweglichen Winde wird allmählich mit Fortschritt des Pfeilerbaues gehoben. Damit dies nicht zu oft zu geschehen braucht, kann man, wie Abb. 7^b andeutet, den Arbeitsboden auch an eine höhere Stelle bei *k* versetzen. Das beschriebene Gerüst diente in seiner höchsten Stellung, nach Vollendung der Pfeiler, auch zur Unterstützung der als Dienstbrücke verwendeten verzahnten Träger, auf denen, entgegengesetzt der früher beim Pfeilerbau innegehabten Richtung, jetzt die Laufkrane parallel zur Bahnachse liefen.

Die Materialien für die Pfeiler wurden durch die Winden von der Talsohle gehoben, für die Gewölbe konnte die Förderung in Verbindung mit einer geneigten Ebene von den Talhängen aus über die Dienstbrücke erfolgen.

2. Talbrücke von Daoulas auf der Linie von Châteaulin nach Landerneau (Taf. XVIII, Abb. 2).

In Höhen von 6,5 zu 6,5 m wurden hier durch jeden Pfeiler vier Eisenbahnschienen gesteckt, die zur Unterstützung des darüber erbauten Gerüstes dienten. Das Gerüst besteht im wesentlichen aus vier etwa 10 m hohen, 4,85 m voneinander entfernt stehenden Ständern, die am Fufsende von Doppelschwellen gefafst, auf den vier Schienen ruhen. Die Ständer sind bis zur Höhe von etwa 7 m durch doppelte, wagerechte, nicht durchgehende Zangenenden $\left(\frac{20}{20}\text{ cm}\right)$ und von diesen eingeschlossene Streben $\left(\frac{19}{20}\text{ cm}\right)$, aufserdem noch durch zwei Paar Andreaskreuze versteift. In 7 m Höhe befinden sich durchgehende Doppelzangen, so dafs bei jeder Stellung des Gerüstes eine Pfeilerhöhe von 6,5 m ausgeführt werden kann. Die letzten liegenden obersten Zangen in 10 m Höhe sind auf einem Ende so weit über die Ständer hinaus verlängert und so verstrebt, dafs eine Welle angebracht werden konnte, von der aus ein Seilende nach einer untenstehenden, von einer 3- bis 4pferdigen Dampfmaschine betriebenen Winde führt. Das andere Seilende trägt den Materialienkasten, dessen Inhalt auf eine bewegliche Rutsche und von dort aus auf den Pfeiler gelangt. Die Winde in Verbindung mit der treibenden Maschine bewegt sich auf zwei Gleisen, so dafs die Vorrichtung gleichzeitig zwei oder mehrere Pfeiler mit Material versorgen kann. Die Schienen blieben nach jedesmaliger Hebung des Gerüstes vorläufig stecken und dienten einer Leiter für die Arbeiter zur Stütze. Bei Hebung des Gerüstes mittels zweier einfacher Hebeböcke wurde es in einzelne Teile zerlegt und später wieder verbunden (vergl. auch § 34).

3. Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa in Portugal[14]) (Taf. XVII, Abb. 3). Obgleich diese Brücke keine gewölbte ist, sondern eisernen Überbau trägt, so ist doch das hier angewendete Verfahren der Herstellung der hohen Pfeiler ohne weiteres auch für gewölbte Brücken anwendbar.

Nachdem die Pfeiler bis zu einer Höhe von 10 bis 11 m mittels hölzerner Böcke aufgemauert waren, wurde die in Abb. 3 bis 3^c dargestellte Rüstung zu Hilfe genommen. Diese unterscheidet sich von den bisher behandelten Anordnungen dadurch, dafs sie nicht wie jene bei jeder Versetzung auseinandergenommen und wieder aufgestellt oder durch

---

[14]) Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 457.

besondere Hebezeuge gehoben zu werden braucht, sondern dafs sie sich allmählich, so zu sagen selbsttätig und zusammenhängend hebt.

Den Hauptbestandteil der auf der Pfeilermitte stehenden Rüstung bilden zwei nach entgegengesetzten Seiten gerichtete feste Ausleger. Diese, aus zwei gegeneinander geneigt stehenden und 1,70 m nach jeder Seite hin über die Pfeiler ausladenden Streben bestehend, sind am Kopfende durch einen Holm miteinander verbunden und an ihren beiden Fufsenden sind sie mit zwei nach beiden Seiten über die Pfeiler hinausragenden Schwellen *c* verbolzt. Ihr Auflager auf dem Mauerwerk finden sie nebst den Schwellen mittels vier kleiner, in der Nähe der Pfeilerkanten liegenden Stützen aus hartem Holze. Die ganze Rüstung ist, wie aus Abb. 3[b] ersichtlich, durch Längs- und Querverband ausreichend versteift. An den Kopfenden der Ausleger sind Kettenrollen befestigt, die mit zwei am Fufse des Pfeilers aufgestellten, fest verankerten Winden in Verbindung stehen. Auf der einen Seite werden die Werksteine, auf der anderen Bruchsteine und Mörtel aufgenommen. Das aufgewundene Material gelangt in einen kleinen Wagen, der auf den beiden erwähnten, mit einem Gleise versehenen Schwellen *c* fährt und auf den Pfeilern weiterfährt. Bei einseitiger Belastung wird die Rüstung durch zwei fest angezogene Ketten, die von den Spitzen der Ausleger auslaufen und nach zwei anderen unten aufgestellten Winden führen, im Gleichgewicht gehalten. Diese Ketten dienten zugleich zum Heben des Gerüstes. Ist z. B. eine Mauerschicht bis auf den etwa 2,5 bis 3,0 m breiten Raum, den die Rüstung selbst einnimmt (Abb. 3[c]), vollendet und das zur Ausfüllung dieses Raumes erforderliche Material auf die Pfeiler geschafft, so zieht man die eine Kette an, während die andere entsprechend nachgelassen wird. Die Rüstung nimmt dann, indem sie sich um die zwei an einer Pfeilerkante liegenden Stützen dreht, die in Abb. 3[b] angedeutete schräge Stellung an, die es ermöglicht, auf der andern Seite den früher von dem Gerüst eingenommenen Raum zum Teil auszumauern. Kommt dann das umgekehrte Spiel der Ketten in Anwendung, so stellt sich die Rüstung nach der entgegengesetzten Seite schräg, wobei die jetzt als Unterlage dienenden Stützen auf dem eben vollendeten Mauerwerk, also um eine Pfeilerschicht höher zu liegen kommen. Wenn dann die noch fehlenden Steine auf der nun zugänglichen Seite versetzt sind, wird das Gerüst wieder in seine wagerechte Stellung niedergelassen und der Aufbau der nächsten Schicht kann in gleicher Weise vor sich gehen.

Die ganze Rüstung, deren Bewegung keinen nennenswerten Zeitaufwand erforderte, ist von zwei Zimmerleuten in drei Tagen verzimmert und auf dem Pfeiler aufgestellt worden. Bei ihrem Gebrauch sollen trotz des auftretenden heftigen Windes und zuweilen vorkommender grofsen Steingewichte keinerlei Unzuträglichkeiten entstanden sein.

In Fällen, wo der Raum unten am Pfeiler beschränkt ist, kann die Anwendung der zur Bewegung des Gerüstes dienenden Winden dadurch umgangen werden, dafs man die Sache umkehrt und die Bewegung von oben vom Pfeiler aus vornimmt. Die festen Punkte für die Ketten müssen dann unten am Pfeiler selbst durch Einmauerung von Ringen oder dergleichen geschaffen werden, während die aus einer Trommel mit Vorgelege bestehende Windevorrichtung auf den äufseren Enden der unteren Schwellen *c* der Rüstung angebracht werden kann.

Der Zugang auf die Pfeiler ist durch angelehnte Leitern vermittelt worden, deren Anordnung aus Abb. 3[a] ersichtlich ist. Jede Leiter führte an ihrem oberen Ende auf eine Plattform, die durch zwei schräge, der Leiter gleichzeitig zur Absteifung dienende Streben gegen das Mauerwerk abgestützt und ebenso in wagerechter Richtung verstrebt war. Die Plattform war bis auf die zum Durchsteigen frei bleibende Öffnung mit Bohlenbelag versehen und diente der nächstfolgenden Leiter als Stütze.

4. Brücke bei Lengenfeld über das Frieda-Tal auf der Eisenbahnstrecke Nordhausen-Wetzlar (Taf. XVII, Abb. 7).

Das Aufmauern der 23,6 m hohen Pfeiler, die eiserne Überbauten tragen, erfolgte über Hand. Zum Besteigen der Pfeiler und zum Hinaufschaffen der Materialien wurden turmartige Gerüste gebaut, die durch Einbinden einzelner Schwellen und Holme in verschiedenen Höhen mit dem Mauerwerk in Verbindung gebracht wurden. Das Versetzen der Abdecksteine erfolgte von ausgekragten Rüstungen aus. Als bei erreichter gröfserer Höhe der Pfeiler die Ausführung über Hand gefährlich erschien, wurde ein auf eisernen Stützhaken ruhendes Schutzgeländer um die Pfeiler angeordnet.

§ 11. Vorteilhafteste Art der Einrüstung. Um entscheiden zu können, ob in einem gegebenen Falle besser feste oder fliegende Gerüste anzuwenden sein werden, ist zuerst zu erwägen, welche der verschiedenen, die Wahl beeinflussenden Rücksichten in erster Linie Beachtung verdienen.

Diese Rücksichten erstrecken sich im allgemeinen auf folgende Punkte:

1. Bedeutung, Höhen- und Längenentwickelung des Bauwerkes,
2. Kosten,
3. Bauzeit,
4. höchste Wasserstände und Eisgang,
5. Beschaffenheit der Baustelle,
6. Sicherung der Arbeiter.

Rücksichten auf die Gröfse der zur Verwendung gelangenden Bausteine, die Beschaffenheit der zu Gebote stehenden Hölzer, auf die Möglichkeit der Förderung langer Hölzer zur Baustelle und der Wiederverwendung der zu benutzenden Hölzer u. s. w. kommen erst in zweiter Linie und können höchstens die Einzelheiten der einmal gewählten Anordnung mehr oder minder beeinflussen. Vor allem entscheidend ist die Bedeutung und Gröfse des Bauwerkes, weil diese im ursächlichen Zusammenhange mit dem Kostenpunkte steht, der in den meisten Fällen den Ausschlag geben wird.

Tabelle I. **Kosten fester und fliegender Rüstungen.**

Eingehendere Angaben, auch über Arbeitsleistungen, folgen in § 35. Die Abmessungen u. s. w. der aufgeführten Brücken s. Tabelle XI, § 37.

No.	Name des Bauwerkes	Gesamtkosten der			Kosten f. d. cbm des Mauerwerkes			Kosten in Hundertstel der Gesamtkosten		
		Geräte M.	Gerüste und Lehrgerüste M.	Geräte und Gerüste M.	für Geräte M.	für Gerüste M.	für Geräte und Gerüste M.	für Geräte M.	für Gerüste M.	für Geräte und Gerüste M.
	1. Feste Gerüste.									
1	Castelet-Brücke	4000	35680	30680	2,6	23,0	25,6	2,4	21,6	24,0
2	Fuldabrücke bei Kragenhof	33549	217725	251274	1,1	7,4	8,5	2,7	19,3	22,0
3	Talbrücke bei Kummersmühle	6078	38628	44706	0,6	3,7	4,3	3,0	18,9	21,9
4	Antoinette-Brücke	3600	31940	45440	1,5	13,2	14,7	2,0	17,8	19,8
5	Talbrücke bei Saalbach	2808	22950	25754	0,5	3,9	4,4	2,1	17,3	19,4
6	Elstertalbrücke	114418	476648	589102	1,9	7,9	9,8	3,7	15,1	18,8
7	Sinntalbrücke	—	—	92000	—	—	3,00	—	—	17,2
8	Göltzschtalbrücke	288223	766736	1055959	2,1	5,6	7,7	4,4	11,6	16,0
9	Talbrücke bei Steina	16131	90891	107022	0,6	3,3	3,9	2,2	12,7	14,9
10	Überbrückung der Zschopau	31770	141768	173538	0,9	4,1	5,0	2,5	11,5	14,0
11	Talbrücke bei Heilgenborn	17565	79395	96960	0,6	2,5	3,1	2,2	10,3	12,5
12	Lavaur-Brücke	5920	43600	49520	0,9	6,6	7,5	1,6	11,2	12,8
13	Talbrücke bei Diedenmühle	22101	78060	100171	0,6	2,4	3,0	2,7	9,5	12,2
14	Talbrücke von Chaumont[15])	—	—	395200	—	—	6,6	—	—	8,5
	2. Fliegende Gerüste.									
15	Talbrücke bei Rümlingen	—	—	32000	—	—	—	—	—	11,3
16	Talbrücke von Morlaix	42000	184820	227540	0,7	2,8	3,5	2,0	8,6	10,6
17	Talbrücke von Solémy	—	—	19000	—	—	—	—	—	9,1
18	Dinan-Talbrücke	—	58705	—	—	2,2	—	—	7,0	—
19	Indre-Talbrücke	—	—	64000	—	—	1,1	—	—	4,0

[15]) Der Hundertstel-Satz würde nicht so niedrig geworden sein, wenn nicht die Herstellungskosten der Chaumont-Talbrücke f. d. cbm Mauerwerk so bedeutende gewesen wären (vergl. Tabelle XI, § 37).

Vorstehende Tabelle gibt eine übersichtliche Zusammenstellung der Kosten aller Gerüstarten, nachgewiesen an Hundertsteln der Gesamtkosten an verschiedenen hervorragenden Bauten. Die Angabe an Hundertsteln der Gesamtkosten bietet den Vorteil, daſs in dem Ergebnis der Einfluſs der veränderlichen Gröſsen der Materialienpreise und Arbeitslöhne möglichst ausscheidet.

Eine Ausnahme macht das auſsergewöhnlich feste Gerüst der mit einer einzigen halbkreisförmigen Öffnung von 42 m Weite eine 65,50 m tiefe Talschlucht der Pyrenäen überbrückenden Napoléon-Brücke bei Saint-Sauveur. Es bestand 1. aus dem Lehrgerüst, 2. der auf diesem abgestützten Dienstbrücke für die Materialförderung, 3. einem hohen pfeilerartigen Gerüst, das in der Talsohle gegründet, von dort aus den Scheitel des Lehrgerüstes zur Vermeidung von Seitenschwankungen unterstützte, und 4. aus einer in Höhe des Gewölbeumfanges 40 m hoch über Talsohle angebrachten Plattform. Die Gesamtkosten des Bauwerkes betrugen 254 910 M., der Gerüste 96 874 M. (oder 38% der Gesamtkosten). — (Notices relatives aux travaux publics français, Exposition universelle de Paris 1867, auch: **Dupuit**, Traité etc. S. 309.)

Wenn es auch verfehlt sein würde, die verschiedenen Gerüstarten allein mit Rücksicht auf ihre Kosten zu beurteilen, weil auch die eigentümlichen, die Güte der Arbeit und auch die Gesamtkosten des Bauwerkes beeinflussenden Vor- und Nachteile einer jeden Anordnung nicht auſser acht gelassen werden dürfen, so spielen die Kosten doch ohne Frage eine groſse Rolle.

Rücksichten auf möglichste Sicherung der Arbeiter und solide Arbeit haben allerdings in Deutschland viele Bauverwaltungen veranlaſst, selbst die gröſsten Bauten unter Hintenansetzung des Kostenpunktes mit Hilfe teurer fester Gerüste herzustellen, obwohl hierbei die erzielten Vorteile durch die verwendeten Kosten oft nicht aufgewogen worden sind.

Im allgemeinen, abgesehen von den Fällen, in denen einseitige Rücksichtnahmen auf einzelne der vorgeführten Punkte eine andere Wahl bestimmen können, wird es sich empfehlen:

1. für kleinere Brücken nur feste Gerüste mit unbeweglichen und bei wachsender Bedeutung des Bauwerkes mit beweglichen Förderbahnen,
2. für gröſsere Brücken (mit vorherrschender Längenentwickelung) feste Geüste,
3. für hohe Talbrücken die fliegenden Gerüste in Anwendung zu bringen.

Wenn bei den festen Gerüsten ausreichende Sicherheitsvorkehrungen gegen Hochwasser und Eisgang getroffen werden können, bieten sie bedeutende Vorteile. Die vollkommene Sicherheit bei allen Handhabungen der Arbeiter, die Möglichkeit der Verwendung groſser schwerer Werkstücke und groſser Materialanhäufungen auf den Förderbahnen, ohne die Arbeiter zu hindern; bequeme Materialienzufuhr; groſse Widerstandsfähigkeit gegen Sturmwinde; die Gewähr solider Arbeit; die Möglichkeit, die Lehrgerüst-Unterbauten mit den Versetzgerüsten zu verbinden und so das Gewicht der noch nicht geschlossenen Gewölbe auf verschiedene Stützpunkte unmittelbar zu verteilen, ohne dabei Teile des frischen Mauerwerkes in Anspruch zu nehmen; die Erhöhung der Standsicherheit der Pfeiler durch die erwähnten Unterbauten in Verbindung mit dem Nutzen der ungefährdeten Einwölbung und Ausrüstung eines einzelnen Bogens; alle diese Vorzüge finden sich bei den fliegenden Gerüsten nur zum Teil oder gar nicht vor.

Schwer ins Gewicht fallen allerdings dagegen und namentlich bei hohen Bauten die groſsen Kosten, die nach Tabelle I bei manchen Bauten das $2^1/_2$fache der Kosten der fliegenden Rüstungen betragen haben, und der Zeitverlust, verursacht durch das umständliche Herstellen und Aufzimmern der ausgedehnten Stockwerke.

Gegenüber den bedeutenden Vorteilen der festen Gerüste haben die fliegenden Gerüste hauptsächlich nur die geringen Kosten und den Zeitgewinn, den ihre schnelle Herstellung namentlich bei hohen Bauten hervorruft, in die Wagschale zu werfen.

Der Vorwurf, dafs die Belastung der unfertigen Bauwerksteile durch die fliegenden Gerüste der Festigkeit des Mauerwerkes Abbruch tut, ist nicht stichhaltig. Die durch die vorübergehende Belastung und die Rüstung hervorgerufene Vermehrung der Pressungen, durchschnittlich etwa 1 : 15 bis 1 : 20, vermag die Standsicherheit des Bauwerkes nicht wesentlich zu beeinflussen. Dagegen ist es richtig, dafs die fliegenden Gerüste den Arbeitern bei ihren Handhabungen nicht ganz die Sicherheit gewähren, wie die festen, und dafs bei einigen der beschriebenen Anordnungen die Güte des Mauerwerkes durch Lockerung frisch versetzter Steine gefährdet werden könnte. Auch die Überwachung der Arbeiten wird erschwert, weil die Arbeitsstellen nicht während der ganzen Dauer des Baues zugänglich bleiben. Diese Nachteile sind jedoch nicht sehr erheblich, sie können durch vermehrte Wachsamkeit und verschärfte Aufsicht vermieden werden.

Das Einrüsten einer grofsen Reihe von Gewölben mit einer kleinen Anzahl von Lehrgerüsten (vergl. § 22), wird auch bei den fliegenden Rüstungen unter Benutzung von gesprengten Lehrgerüsten mit Erfolg geübt, ohne dafs man schädliche Einwirkungen auf die vollkommen freistehenden Pfeiler zu befürchten braucht. Deshalb verdient die Anwendung der fliegenden Gerüste für grofse und namentlich hohe Bauten mit Rücksicht auf die geringen Kosten und die Möglichkeit schneller Ausführung im allgemeinen den Vorzug.

Die Kosten der fliegenden Gerüste stehen nicht im Verhältnisse zur Höhe des Bauwerkes, sondern sie bleiben, abgesehen von den hinzukommenden Kosten für die mehrmalige Hebung der Gerüste und den mit der Höhe wachsenden Kosten für Hebung der Materalien, ziemlich konstant. Daraus folgt, dafs die Kosten der fliegenden Gerüste den festen sich um so mehr nähern, je kleiner das Bauwerk ist.

§ 12. Geräte. Unter dem Sammelnamen „Geräte“ werden hier alle Hilfsmittel für Förderung, Vorbereitung und Hebung der Materialien u. dergl. zusammengefafst.

Es kommen hier aber nur die einfacheren, auf Baustellen gebräuchlichen Geräte zur Besprechung. Über die Einrichtung der verwickelteren Baumaschinen vergl. den IV. Teil.[16]) Über Kosten und Leistungen sind die §§ 34 bis 36 zu vergleichen.

1. Hilfsmittel für die Förderung der Materialien. Das sind — abgesehen von den bekannten Fahrzeugen der Verkehrswege — Lade- oder Umladegerüste, feststehende und fahrbare Krane, Förderwagen, Seilbremsen, Fördergleise, Weichen, Drehscheiben und Gleiskarren.

a) Umladegerüste und Krane. Taf. XXIII, Abb. 6 zeigt ein Umladegerüst, das für den Bau der Donaubrücke in der Budapester Verbindungsbahn[17]) in Klosterneuburg bei Wien am Donauufer errichtet worden ist, um die Werksteine von den Gleisen der Kaiser Franz Joseph-Bahn auf schnelle und bequeme Weise in die Schiffe überzuführen.[18])

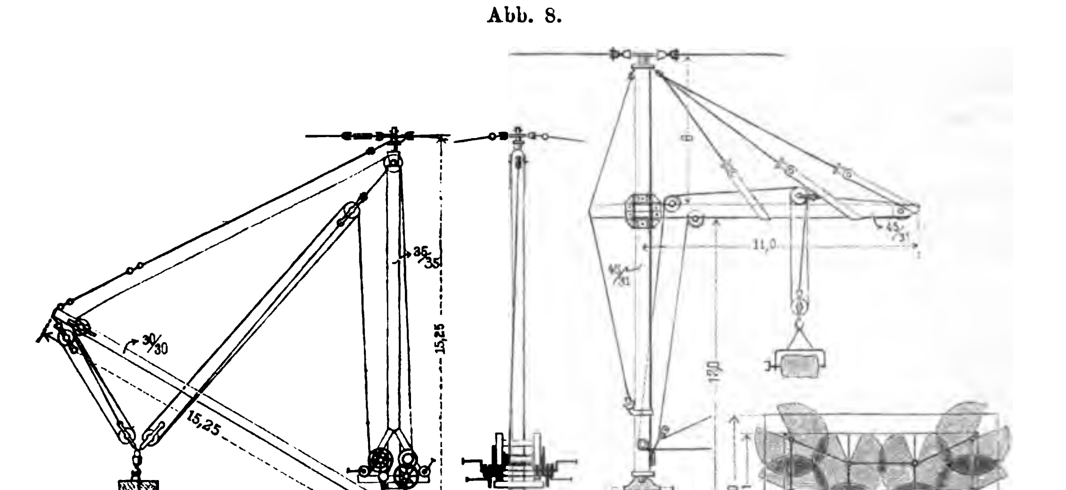
---

[16]) 1. bis 5. Band. Besonders die Kapitel, in denen Hilfsanlagen für Materialförderung, Hebemaschinen, Mörtelmaschinen und Maschinen zur Bearbeitung von Bausteinen besprochen werden.

[17]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 49.

[18]) Ein ähnliches Gerüst vom Bau der Elbebrücke bei Pirna vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 27. — Ferner ähnliche Gerüste, auch für das Verfahren künstlicher Steinblöcke, Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 217. (Seefehlner, Die Karlstadt-Fiumaner Bahn und der Hafen von Fiume).

Abb. 8.



Feststehende Krane für das Auf- und Abladen schwerer Steine werden häufig aus Holz auf der Baustelle selbst hergestellt. Zuweilen werden auch die Köpfe mehrerer Krane untereinander verbunden, damit sie durch die Berührung der Drehkreise ihrer Ausleger ein bestimmtes Feld der mit Gleisen durchzogenen Lagerfläche beherrschen. Ähnlich angeordnete amerikanische Krane[19]) sind in Abb. 8 dargestellt.

Auf gröfseren Baustellen, deren Werkplätze ausgedehnte Gleisanlagen durchziehen, oder zu denen vom Flusse her die Baumaterialien unmittelbar herangebracht werden können, finden, wenn die zu hebenden Lasten bedeutend sind, auf Schienen fahrbare Drehkrane, die auch mit Dampf getrieben werden können, nützliche Verwendung.

Abb. 9.

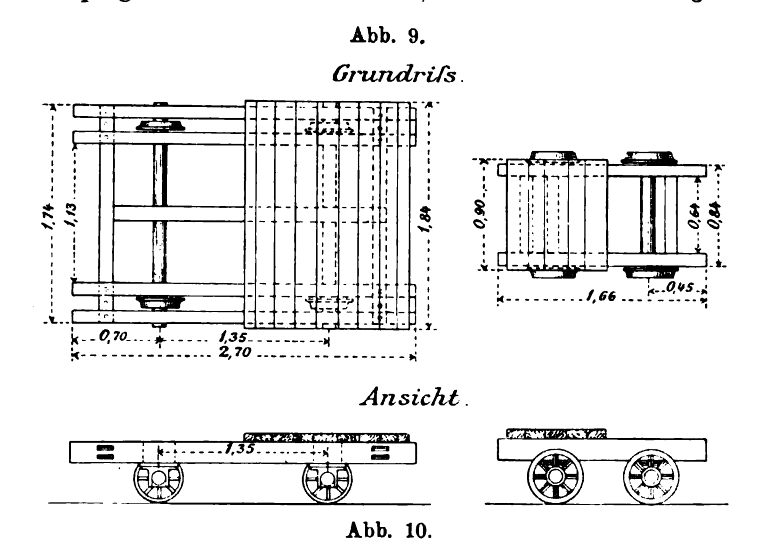


Abb. 10.

b) Förderwagen einfacher Bauart. Der Wagen, in den Abmessungen der Abb. 9 u. 10 für normale Spur, beim Bau der Brücke St. Pierre de Gaubert zum Ver-

[19]) Deutsche Bauz. 1876, S. 446.

fahren von gröfseren Werksteinen benutzt, trägt 1 **cbm** Werksteine und 0,9 **cbm** Bruchsteine. Der kleinere Wagen, für 80 **cm** Spur, diente zum Verfahren von Mörtel, der in besonderen Bütten von je 0,70 **cbm** Inhalt aufgestellt wurde. Für das Emporwinden von Steinen auf der Baustelle diente die Plattform Abb. 11, und für Mörtelstoffe das Holzgefäfs Abb. 12.

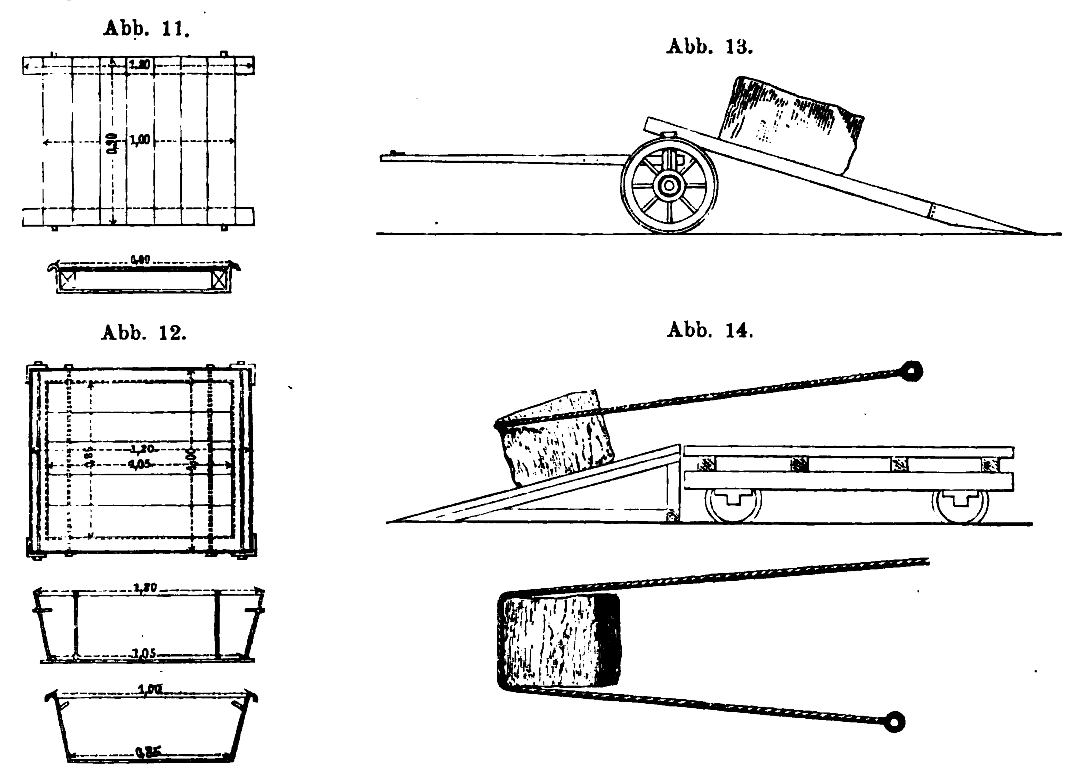


Abb. 11. Abb. 13. Abb. 12. Abb. 14.

Eisenbahnverwaltungen verwenden, wenn möglich, zu ähnlichen Fahrten Bahnmeisterwagen (Rollwagen), die dann auf normalspurigen Hilfsgleisen zu laufen haben. In vielen Fällen, wo es darauf ankommt, schnell zu fördern, sind so schwere Wagen unpraktisch, sie erfordern auch zu viel Bedienung.

Auf der Semmering-Bahn, wo bei den äufserst gewundenen und steil abfallenden Zufuhrwegen, die meistens nach den sonst ganz unzugänglichen Baustellen erst angelegt werden mufsten, gewöhnliches Fuhrwerk nicht zu brauchen war, hat sich eine Art Mittelding zwischen einem Wagen und einer Schleife (Abb. 13) bewährt.[20]) Einzelne Werkstücke der Franz- und Hirschtal-Brücken hielten dort 3,7 **cbm**[21]), besafsen also annähernd ein Gewicht von 9000 **kg**. Für das Aufladen dieser Massen waren auf der Baustelle bewegliche Rampen (Abb. 14) in Gebrauch, die gute Dienste leisteten, da die Werkstücke durch Umlegen und Anziehen eines Seiles leicht zum Kanten und so über die Rampe auf den Wagen gebracht werden konnten.

Für das Verfahren von Stücken über etwa 0,60 **cbm** kuppelt man zweckmäfsig zwei Wagen zusammen, wie es beim Bau der Zschopaubrücke geschah, um die Last der 4900 **kg** schweren Eckquader der Kämpfergesimse auf eine gröfsere Tragfläche des festen Gerüstes zu verteilen.

[20]) Zeitschr. f. Bauw. 1851, S. 365.

[21]) Daselbst 1853, S. 559.

c) Bremsvorrichtungen. In starken Gefällen wird zweckmäfsig jeder Wagen mit einer einfachen Hebelbremse versehen; bei Gefällen von 1 : 12 bis 1 : 15, je nach der Beschaffenheit der Bremse, reicht dies aber nicht mehr aus. In solchen Fällen stellt man in der Regel eine Seilbremse am Kopfende der in Gefälle liegenden doppelgleisigen Förderbahn auf, von deren wagerecht liegenden oder senkrecht stehenden Seiltrommel aus eine Anzahl beladener Wagen mittels Hanf- oder Drahtseil auf dem einen Gleise hinabgelassen, während die leeren Wagen gleichzeitig auf dem anderen Gleise emporgewunden werden. (Vergleiche auch den ersten Teil dieses Handbuchs, 2. Band, I. Kap. 4. Auflage.)

Die Trommel mufs so lang sein, dafs sich ein Seil von der Länge der Rampe darauf abwickeln kann. Das Bremsen geschieht einfach durch einen Bremsschuh, auf dessen Hebel zwei Arbeiter drücken, besser aber durch einen Bremsring mit Hebel.

Abb. 15. *Vom Bau der Talbrücke bei Diedenmühle.*

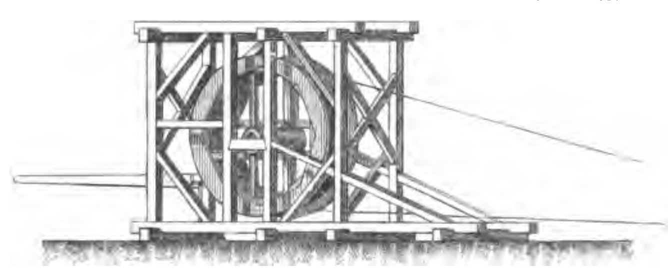
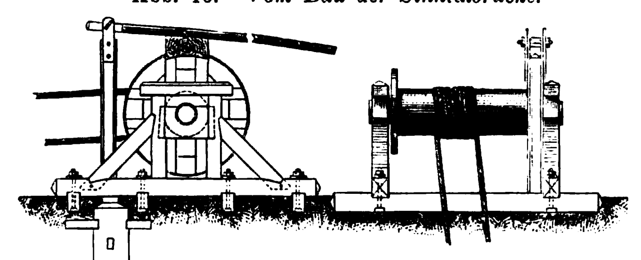


Abb. 16. *Vom Bau der Sinntalbrücke.*



Die Seilbremsen beim Bau der Talbrücke bei Diedenmühle (Abb. 15) hatten 5 cm starke Seile von Hanf. Die Förderbahn hatte eine Steigung von 1 : 10 und es wurden je drei Wagen mit einer Ladung Steine von zusammen 1850 kg hinabgelassen, während gleichzeitig drei leere heraufkamen. Das Seil wurde gegen die Einwirkung der Feuchtigkeit durch Einschmieren mit einer aus Schweinefett und Wachs gemischten Masse geschützt.

Beim Bau der Sinntalbrücke wirkte die Seilbremse (Abb. 16) auf eine Rampe von $1:5^1/_2$. Die Wagen hingen zu 2 oder 3 gekuppelt, je mit $1^1/_2$ cbm Steinen beladen, am Ende eines 5,3 cm starken Drahtseiles. Zur Schonung des Seiles waren die Gleise mit einer grofsen Anzahl Rollen versehen. Zwei Arbeiter, die aufserdem noch mit dem Verschieben und Aus- und Einhängen der Züge beschäftigt wurden, konnten den Lauf der Wagen mittels des Bremsschuhes beliebig mäfsigen.

Beim Bau der Strafsenbrücke zwischen Mainz und Kastel kamen Kettenscheiben nebst Ketten ohne Ende, in welche die zu fördernden Wagen eingehakt wurden, mit Vorteil zur Anwendung.

d) Gleise, Drehscheiben, Weichen und Gleiskarren sind bekannt. Es soll nur bemerkt werden, dafs die einfachsten Anordnungen, die wenig oder gar keine Unterhaltung fordern, auf der Baustelle die vorteilhaftesten sind. Die Praxis ist erfinderisch. Beim Bau der Fuldabrücke bei Kragenhof wurde z. B. an einer Stelle, wo die Ständer des Krangerüstes der Anlage einer Drehscheibe oder Weiche hindernd in den Weg traten, zwischen den beiden Fördergleisen ein auf einem Zapfen drehbarer Klotz angebracht, mit dessen Hilfe die entladenen Wagen, nachdem man sie auf die hohe Kante gesetzt hatte, gedreht wurden, um dann auf dem Nebengleise niedergelassen zu werden. Weichen sind, wo man auf schnelle Förderung Wert legt, im allgemeinen den Drehscheiben und Gleiskarren vorzuziehen. Drehscheiben eignen sich meist besser als Gleiskarren, weil sie bequemer zu handhaben sind und weil man bei ihnen in der Wahl der Gleisrichtungen nicht so sehr beschränkt ist.

2. Hilfsmittel für die Hebung der Materialien. Hierher gehören: Hebeböcke, feststehende Krane, Winden, Flaschenzüge, Laufkrane, Aufzüge u. dergl.

a) Hebeböcke. Eine einfache und zweckmäfsige Hebevorrichtung, die namentlich in Frankreich in ausgedehntem Mafse zur Anwendung kommt, ist der sogenannte Bock oder die Geifs, wie in manchen Orten gesagt wird.

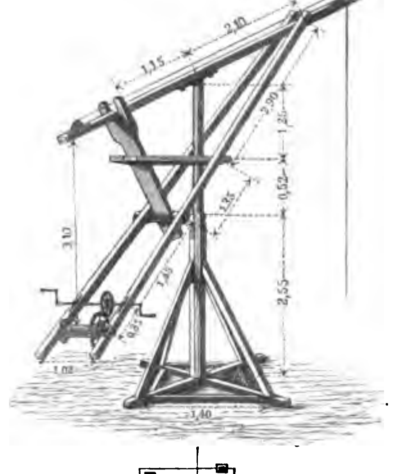
Zur vollständigen Vorrichtung (Taf. XVIII, Abb. 6) gehören folgende Teile:

1. Zwei schräg gegeneinander gestellte Hölzer oder Wangen *a*, die je nach dem Zwecke, dem der Bock dienen soll, länger oder kürzer sein können,
2. zwei oder mehrere Querhölzer *b*, um die Wangen zu verbinden und in ihrer Lage zu erhalten,
3. eine eiserne Rolle *c*, die das Seil *e* führt, dessen eines Ende die zu hebende Last trägt und dessen anderes Ende an der Welle einer Bockwinde *d* befestigt ist,
4. zwei Seile *f*, die am oberen Ende des Bockes befestigt, unten um eingegrabene Pflöcke *h* geschlungen sind und dem Bock eine mehr oder weniger geneigte Lage einzunehmen gestatten,
5. ein Seil *g*, das mit einem Ende ebenfalls oben am Bock und mit dem anderen Ende an einem eingegrabenen Pflocke befestigt ist.

Die Länge des Seiles *g* ist so bemessen, dafs der Bock beim Anziehen der Seile *f* sich nie ganz senkrecht stellen oder bei zu starkem Anziehen hinten überkippen kann. Um den aufrechtstehenden Bock besteigen zu können, sind an der einen Wange hölzerne oder besser eiserne Sprossen angebracht. Die Wangen, die je nach ihrer Höhe unten am Boden 2 bis 5 m voneinander entfernt stehen, am oberen Ende aber sich berühren und miteinander verbolzt sind, bilden mit der Bodenlinie ein gleichschenkeliges Dreieck, dessen Grundlinie zur Höhe sich ungefähr wie 3 : 7 verhält. Aufserdem sind die Wangen am oberen Ende so ausgeschnitten, dafs die eiserne Rolle Platz hat, jedoch soll der Ausschnitt nicht unnötig weit sein, damit das Seil sich nicht zwischen Holz und Rolle einklemmen kann.

Beim Aufziehen der Materialien wird der Bock mit seinem Fufsende weit genug vom Mauerwerk abgerückt, damit die gröfsten Stücke aufgewunden werden können, ohne das Mauerwerk oder den Bock zu berühren. Sobald der aufgewundene Stein über der Mauer anlangt, wird die Winde festgestellt, und die Seile *f* werden losgelassen, so dafs der Bock sich gegen die Mauer neigt. Der Stein hängt dann über der Mauer und kann, wenn man den Bock vorher richtig gestellt hat, ohne weiteres an den Ort seiner Bestimmung niedergelassen werden. Bei stärkeren Mauern mufs man, um die Steine sofort an die endliche Stelle bringen zu können, einen entsprechend hohen Bock anwenden.

Abb. 17. *Drehkran bei Ottersweiler.*



Bei gröfseren Bauwerken kann man den mit Spurkranzrollen zu versehenden Fufs des Bockes auf einer Schiene laufen lassen.

b) Drehkrane. Gute Dienste leistet auch der Drehkran, wie er beim Bau der Talbrücke bei Ottersweiler der Linie Zabern-Wasselnheim benutzt worden ist (Abb. 17). Der Kran kann auf das Gerüst oder

auch auf das fertige Mauerwerk gestellt werden. Das liegende Fufskreuz mufs stark mit Eisen beschwert werden. Die Drehung geschieht um einen Zapfen, der am oberen Auslegearm befestigt ist und in eine entsprechend vertiefte Eisenplatte der Kransäule eingreift. Der Kran war billig (320 M.), leicht zu handhaben und schnell zu versetzen.

c) Laufkrane. Ihre Hauptteile sind:

1. Der Kranwagen. Er wird vom festen Gerüste oder vom Erdboden unterstützt und rollt auf wagerechten Schienen.
2. Die Bockwinde. Sie bewegt sich senkrecht zur Richtung des Kranwagens auf dessen Schienen und ist mit Vorgelege und Seiltrommel zur Hebung der Last versehen.
3. Die Fahrvorrichtung. Sie verschiebt den Kranwagen samt der an der Bockwinde schwebenden Last auf den Förderschienen des festen Gerüstes.

Der Kranwagen besteht nicht selten aus zwei verzahnten Hauptträgern mit oder ohne Verstärkung durch eiserne Zugstangen, die auf den Schienen des festen Gerüstes mittels gufseiserner Rollen bewegt werden. An den Enden sind diese Hauptträger durch Querträger verbunden und tragen an beiden Längsseiten einen Fufssteg für die Arbeiter. Zwischen beiden Trägern bleibt Raum für die Bewegung der Ketten der Bockwinde.

Die Bockwinde ist in der Regel mit doppeltem Vorgelege von 2000 bis 10000 **kg** Tragkraft versehen.

Bei den neueren Winden vollzieht sich das Aufziehen, Herablassen und Wiederanhalten der Last ohne einen anderen Handgriff als den an der Kurbel. Das Ausrücken der Sperrklinke, das Rückwärtsdrehen der Kurbeln, sowie das Anziehen der Bremse werden vermieden. Eine selbsttätige Bremse bewirkt ein gleichmäfsiges Herabsinken jeder grofsen oder kleinen Last und verhindert, dafs gröfsere Lasten, als für welche die Winde berechnet und gebaut ist, aufgewunden werden können.[22]) Auch die Anwendung der sogenannten Katzen statt der Bockwinden darf nicht unerwähnt bleiben. Sie machen eine besondere Fahrvorrichtung unnötig. Denn mit ihrer Hilfe bewerkstelligt man das Fortbewegen des Kranwagens, das Heben der Steine und deren Bewegung in der Längenrichtung des Kranwagens von ein und derselben Stelle aus, während bei dem mit Bockwinde versehenen Laufkran die Arbeiter zwischen jener und der Bewegungsvorrichtung des Kranwagens ihren Platz wiederholt wechseln müssen. Man vergleiche Abb. 2, Taf. XVI.[23])

Wo keine Katzen vorhanden sind, besteht die Fahrvorrichtung in der Regel aus der Kurbelwelle mit zwei Kurbeln und einem Trieb einer Vorgelegewelle mit zugehörigen Zahnrädern und einem Zahnrad, das auf der Kranwagenachse aufgekeilt ist und in die kleineren der vorerwähnten Räder eingreift (Abb. 4).

Mit den Laufkranen werden die Materialien entweder vom Erdboden aus bis zur Verwendungsstelle geführt oder sie werden erst durch besondere Aufzugsvorrichtungen gehoben und mit Förderwagen unter den Laufkran gebracht.

d) Die Aufzugsvorrichtungen kommen zweckmäfsig nur bei sehr hohen Bauten in Anwendung und werden dann, falls nicht billiger Wasserkraft auf der Baustelle benutzt werden kann, meist mit Vorteil durch Dampfkraft getrieben. Die Vorrichtung

---

[22]) Vergl. u. a. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1876, S. 434. — Dingler's Polyt. Journal 1876, Bd. 222, S. 532.

[23]) Stübben, Weserbrücke bei Fürstenberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 188.

besteht im wesentlichen aus einem durch die stehende Dampfmaschine oder die Lokomobile getriebenen Vorgelege, durch das sich zwei an zwei Seil- oder Kettenenden hängende Materialkästen auf- und niederbewegen, und einer Ausrück- und Bremsvorrichtung, die es ermöglicht, die Bewegung des Vorgeleges ganz aufzuheben, oder die gehobene Last in jeder Stellung schwebend zu erhalten.

Ein vorzügliches Beispiel für die fliegenden Gerüste liefert die von einer siebenpferdigen Maschine betriebene Aufzugsvorrichtung der Aulne-Talbrücke.

Auf der Dienstbrücke war eine hölzerne Plattform hergestellt (Taf. XVIII, Abb. 1, 1^a, 1^f), 4,5 m breit und Vorsprünge bildend, die etwa 3 m weit über die äufsersten Binder der Lehrgerüste hinausreichten. Die ganze Länge der Plattform senkrecht zur Achse des Gitterträgers beträgt demnach 14,50 m. In dem Bohlenbelage jeder der besagten Vorsprünge waren zwei Öffnungen $\left(\frac{1,5}{1,6}\text{ m}\right)$ angebracht, die durch in Scharnieren bewegliche Klappen geschlossen wurden. Die Klappen öffneten sich nur für den Durchgang der Materialien. Das Aufwinden geschah mittels endloser Kette von einer 0,08 m starken Welle aus, die 1,5 m über dem Gelände belegen, zwei 1,8 m voneinander entfernte Kettenrollen in Bewegung setzte. Jede Kette einer Kettenrolle trug an einem Ende einen leeren, am anderen Ende einen beladenen Steinkasten; während der volle hinaufgezogen wurde, ging der leere abwärts. Oberhalb der Plattform des Gitterträgers gehen die beiden Kettenenden auseinander und werden durch die betreffenden Öffnungen der Plattformvorsprünge geführt. Das zur Führung der Ketten auf dem Gitterträger hergestellte Gerüst ist aus Abb. 1 u. 1^a ersichtlich. Sobald die gehobene Last über der beweglichen Klappe erscheint, wird sie durch Bremsen der Haupttriebwelle mittels eines Bremshebels festgehalten. Die Klappe wird dann geschlossen und der Förderwagen unter den Kasten geschoben, was vom Hauptstrange aus mittels Drehscheibenverbindung ermöglicht ist (Abb. 1^f). Sodann werden die vollen Kästen durch leere ersetzt und die Klappen wieder geöffnet. Die Maschine erhält Gegendampf und die Bewegung kann somit rückwärts wieder vor sich gehen. Damit die Kette die nötige Steifigkeit behielt, wurde an jedem Steinkasten ein Gegengewicht von 400 kg angebracht.

Aufser den eben beschriebenen Aufzügen sind noch Wasserdruckaufzüge und solche mit unmittelbarer Dampfwirkung oder mit elektrischem Antriebe in Gebrauch, die auch samt den Behältern für die treibende Kraft fahrbar hergestellt werden.

e) Über die Leistungen der Hilfsvorrichtungen finden an dieser Stelle nur allgemeine Bemerkungen Platz. Eingehendere tabellarische Angaben folgen in § 34 bis 36.

Die Leistungen hängen im allgemeinen von der Art der treibenden Kraft und der Form und Gröfse der zu bewegenden Last ab. Menschen- und Pferdekräfte werden bevorzugt, Dampf- und Wasserkraft — sowie auch elektrische Kraftübertragung durch Dynamos, die mit der Dampfmaschine gekuppelt sind — eignen sich besonders bei seltener geforderten bedeutenden Leistungen, die in kurzer Zeit bewältigt werden sollen.[24])

Die von einem Arbeiter ausgeübte Nutzleistung stellt sich für Lasten von 500 bis 1000 kg bei einer Bockwinde mit einfachem Vorgelege selbstverständlich höher, als bei einer solchen mit doppeltem Vorgelege. Dies ist auch noch der Fall, wenn man, um die Tragkraft einer einfachen Winde bis auf 2000 kg zu erhöhen, die Kette doppelt nimmt und eine lose Rolle einhängt. Will man die Winde mit einfachem Vorgelege für noch gröfsere Lasten in Anwendung bringen, so kann man dies durch Zuhilfenahme eines vollständigen Flaschenzuges erreichen, jedoch ist in diesem Falle die Benutzung einer Winde mit doppeltem Vorgelege vorzuziehen.

Sobald bei Hebung der Materialien eine gewisse Höhe überschritten werden mufs, wird es vorteilhaft, statt der Menschenkraft die Pferdekraft heranzuziehen, jedoch bleibt

[24]) Bemerkenswert ist die Art des elektrischen Betriebes der beim Bau der Bogenbrücke in Levensau (Kaiser Wilhelm-Kanal) in Anwendung gekommenen bedeutenden Hebevorrichtungen, Bock- und Drehkräne, mit denen Stücke von 150 t Gewicht unmittelbar aus den Schiffen gehoben worden sind. Stahl und Eisen 1894, No. 21. — Elektrotechn. Zeitschr. 1894, Heft 31.

deren Benutzung nur eine beschränkte, da die Pferde ihrer Körperbeschaffenheit wegen nur bei Hebung mit Flaschenzügen, wo bei geradlinigem Fortschreiten ein Zug auszuüben ist, und am Göpel ihre Kräfte einigermaſsen vorteilhaft zur Geltung bringen können. Jedoch auch am Göpel stellen sich ihre Leistungen der steten Körperwendung wegen ziemlich ungünstig und zwar um so mehr, je länger ihr Körper und je kleiner der Kreis ist, in dem sie zu laufen haben.

Wie schon vorhin angeführt wurde, tritt die Anwendung der Dampfkraft in ihr Recht, wo bedeutende Leistungen in kurzer Zeit zu bewältigen sind. Die Dampfkraft hat gegen die menschlichen und tierischen Kräfte den groſsen Vorzug, daſs sie unermüdlich Tag und Nacht wirken kann. Allerdings sind die Anschaffungskosten der Maschinen bedeutend, jedoch darf man dabei nicht vergessen, daſs sie nach Gebrauch wieder zu verwerten sein werden. Die Wasserkraft wird nur in besonderen Fällen, wenn die Anlagen für die Nutzbarmachung nicht zu kostspielig werden, mit Vorteil dienstbar zu machen sein. Der Bauplatz der Talbrücke de la Fure[25]) bietet ein Beispiel, wie die Wasserkraft in ausgedehntem Maſse in Anwendung gebracht werden kann. Es ist aber wohl nicht zweifelhaft, daſs der Erbauer unter Benutzung der Dampfkraft mindestens mit nicht gröſserem Kostenaufwande und ebenso schnell sein Ziel erreicht haben würde, um so mehr, als die Anlagen der Stauwerke, Wasserräder u. s. w. nach Vollendung des Baues kaum zu verwerten gewesen sind.

Literatur, Rüstungen und Geräte betreffend:

Funk, Kranvorrichtungen und Hilfseisenbahnen bei gröſseren Brückenbauten. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1852, S. 40.

Fränkel, Fliegende Versetzgerüste für steinerne Brücken und Viadukte. Ziv.-Ing. 1868, S. 71.

Morandière, Cintres, échafaudages et pont de service du pont de Montlouis sur la Loire. Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 97.

Versetzgerüst für die Strompfeiler der Brücke über die Donau bei Mauthausen. Ziv.-Ing. 1873, S. 65.

Über Versetz- und Lehrgerüste. Engineer 1873 I. S. 47, 62 u. a.

Wilke, Lehr- und Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

C. Lehrgerüste.[26])

Holz ist der bevorzugte Baustoff für Lehrgerüste. Nur in seltenen Fällen (vergl. § 17, II.) sind ganz eiserne oder zum Teil eiserne Lehrgerüste verwendet worden.

Zweck und Einteilung der Lehrgerüste, sowie ihre Beziehungen zu den festen und fliegenden Rüstungen u. s. w. sind in § 8 im allgemeinen bereits klargelegt worden. Es folgen die Einzelheiten der Lehrgerüste.

§ 13. Lehrgerüst-Arten. 1. Das Lehrgerüst hat folgende Bedingungen zu erfüllen. Es soll

a) die Aufnahme der Last des noch nicht geschlossenen Gewölbes vermitteln,
b) eine Lehre zur Herstellung des Gewölbes bilden,
c) möglichst unwandelbar sein, d. h. seine Form während des Wölbens wenig ändern,
d) eine Vorrichtung aufweisen, die gestattet, den oberen Teil zu senken (auszurüsten oder auszuschalen).

---

[25]) Nouv. ann. de la constr. 1856, Pl. 47 u. 48.

[26]) In den Absätzen 13, 14 u. 16 ist Winklers Handschrift über Lehrgerüste (Wien 1875) benutzt worden.

Um diese Bedingungen erfüllen zu können, mufs jedes sachgemäfs ausgeführte Lehrgerüst folgende vier Hauptteile enthalten:

a) Die Lehrbogen oder Binder, unter dem Gewölbe in Entfernungen von 1 bis 2 m voneinander aufgestellt, die als eigentliche Träger der Gewölbelast auftreten.

b) die Schalung, aus senkrecht über den Lehrbogen liegenden Schal-Brettern oder -Hölzern gebildet, deren obere Fläche eine Lehre für die innere Gewölbeleibung bildet. Falls die Wölbung von mehr als zwei Widerlagerpunkten ausgeführt wird, kommen über der Schalung noch künstliche Widerlager (aus Holz gebildet) in Anwendung (vergl. § 23),

c) die Ausrüstungsvorrichtung, aus Keilen, Schrauben, Sandtöpfen u. s. w. bestehend, um den oberen Teil des Lehrgerüstes zu stützen und zu senken,

d) die Querverbindungen (Windstreben), die das Verschieben und Kanten in der Richtung senkrecht zu ihrer Fläche verhüten.

Die obere Begrenzung der Lehrbogen, der Kranz, schliefst sich der Form des Gewölbes an und besteht aus einzelnen Kranzhölzern (Felgen), deren Enden als Knotenpunkte dienen, von denen aus ein Strebenwerk die Gewölbelast auf die Kämpfer oder auf andere Stützpunkte überträgt.

2. Je nach der Art der Unterstützung des Bindertragwerkes sind in § 7 bereits zwei Hauptgruppen von Lehrgerüsten unterschieden worden:

I. Freitragende (gesprengte), II. fest unterstützte (feste).

Eine weitere Einteilung kann mit Bezug auf die Anordnung der einzelnen Teile des Bindertragwerkes geschehen. Die äufsere Erscheinung der freitragenden Binder ist am schärfsten ausgeprägt, weil das Vorhandensein von nur zwei Stützpunkten eine grofse Mannigfaltigkeit bei Anordnung der einzelnen Binderteile nicht zuläfst. Bei den festen Lehrgerüsten ergeben sich wegen der zu Gebote stehenden gröfseren Stützenzahl viele Abarten.

Man kann folgende Arten von Bindertragwerken (Binderwerken) unterscheiden:

a) Strebenwerke. Die Knoten des Kranzes werden durch eine Reihe von Streben gestützt, die fächerartig nach dem Krümmungspunkte der Gewölbelinie gerichtet sind und deren Fufs auf einer vom Unterbau getragenen Schwelle — der Bogenschwelle — ruht.

Abb. 18.

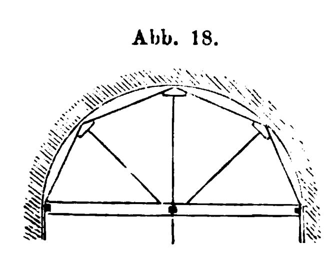
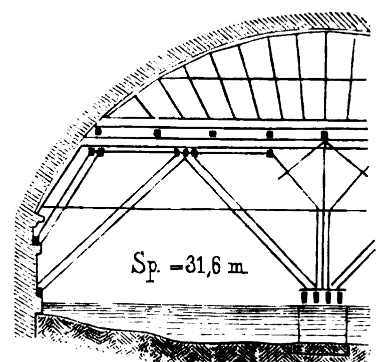


Abb. 19. *Brücke der Brenner-Bahn.*



Beim Halbkreisbogen laufen die Streben nahezu in einem Punkte zusammen (Abb. 18 und Gerdaubrücke, Taf. VI, Abb. 17), bei flachen Bögen liegt die Bogenschwelle gewöhnlich in Kämpferhöhe (Taf. XIX, Abb. 5 u. 19) oder — wenn die unter ihr liegenden Gewölbeschichten sich allein tragen können — entsprechend höher (Abb. 19).

Das Strebenwerk kann in vollkommener Weise nur bei kleinen Spannweiten ausgebildet werden, und bei grofsen Spannweiten nur dann, wenn eine genügende Zahl von Stützpunkten zu Gebote steht.

Zuweilen wird ein Strebenwerk auch durch ein Sprengwerk unterstützt (Taf. XVIII, Abb. 7; Taf. XIX, Abb. 4; Taf. XX, Abb. 4). Eine sehr bemerkenswerte Anordnung eines fächerartigen Strebenwerkes zeigen die auf Taf. XX, Abb. 4ᵃ gezeichneten, 20 m weiten Binder der Waast-Brücke auf der Linie Montauban-Castres.

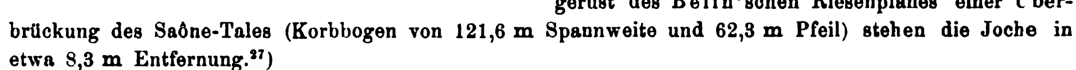
Bei gröfseren Spannweiten wird es schwierig, die Bogenschwelle beizubehalten, weil man sie nicht an genügend vielen Punkten stützen kann. Dann setzt man einzelne Joche oder Pfeiler, von denen die Streben fächerartig auseinandergehen. Die durchschnittliche Entfernung der Joche, von Mitte zu Mitte gemessen, beträgt etwa 5 bis 9 m.

Die fächerartig angeordneten Strebenwerke *(cintres en éventail)* sind für gröfsere Lehrgerüste sehr zu empfehlen. Sie haben folgende Vorteile: 1. Ihre Berechnung ist nach einfachen statischen Regeln leicht und sicher auszuführen, ohne dafs dabei die Formänderung des Lehrgerüstes in Betracht gezogen zu werden braucht; 2. die Knoten des Kranzes werden unmittelbar entlastet und deshalb sind diese Punkte als feste oder nahezu feste anzusehen, über welchen es sich empfiehlt, offene Fugen, künstliche Widerlager u. dergl. (vergl. § 23) anzulegen, um dadurch Formänderungen oder Risse im Gewölbe möglichst zu verhindern; 3. alle Hauptteile werden nur auf Druck beansprucht.

Fächerstrebenwerke enthalten die Lehrgerüste auf Taf. VII, Abb. 15; Taf. VIII, Abb. 5, 9, 14, 17; Taf. IX, Abb. 7.

Das Lehrgerüst der berühmten Grosvenor-Brücke über den Dee bei Chester, Abb. 20 (61 m Spannweite), besafs sechs stützende Joche und vier in Abständen von 12,3 m aufgemauerte Pfeiler. Die sich auf die Pfeiler stützenden, fächerartig ausgebreiteten Streben wurden durch drei übereinander liegende Reihen wagerechter Zangen verbunden.

Abb. 20. *Dee-Brücke bei Chester.* Sp. = 61 m.



Das Lehrgerüst der Cabin-John-Brücke in Amerika (69,5 m Spannweite) besafs acht stützende Joche, von denen sechs je 9,75 m voneinander entfernt waren und auf einem gemauerten Unterbau ruhten. Aufser den hierdurch gebildeten festen Punkten wurden fünf andere durch eingeschaltete Sprengwerke hergestellt. An den festen Punkten wurzelten Gruppen von in Fächerform sich ausbreitenden Stützen. Die Verbindung sämtlicher Stützen wurde durch vier übereinanderliegende wagerechte Zangenreihen bewirkt. Beim Lehrgerüst des Belin'schen Riesenplanes einer Überbrückung des Saône-Tales (Korbbogen von 121,6 m Spannweite und 62,3 m Pfeil) stehen die Joche in etwa 8,3 m Entfernung.[27])

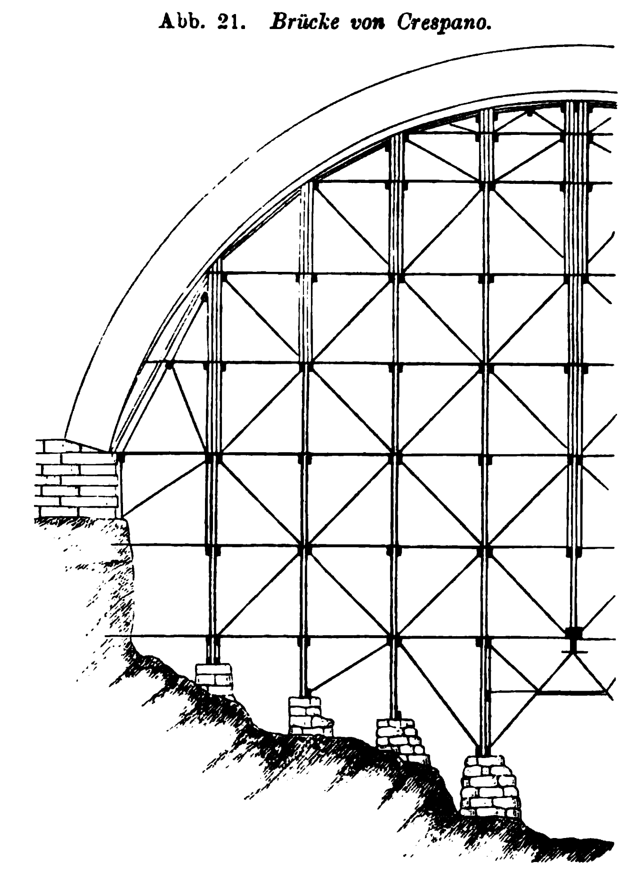
b) Ständerwerke. Hierher gehören die Anordnungen (s. Abb. 21, Brücke von Crespano), bei denen die Unterstützung des Kranzes durch parallele Ständerreihen erfolgt. Bei grofsen Halbkreis- und überhöhten Bögen wird dadurch ein vollständiger Ausbau der Öffnung erreicht.

Eine Vereinigung von Streben- und Ständerwerken zeigen das Lehrgerüst der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn (Taf. XVIII, Abb. 4), das Lehrgerüst der Ballochmyle-Talbrücke (Taf. VII, Abb. 7) und die Lehrgerüste der 61,5 m weiten Lavaur-Brücke,

[27]) Rziha, Ober- und Unterbau, II. S. 205; vergl. daselbst S. 186—208 auch verschiedene Skizzen von Lehrgerüsten neuerer spanischer Brücken.

sowie der 47,4 m weiten Antoinette-Brücke, beide auf der Linie Montauban-Castres (Taf. XX, Abb. 3). Die Zeichnungen der letztgenannten beiden grofsen Brücken s. auf Taf. IX, Abb. 17 bis 22.

Abb. 21. *Brücke von Crespano.*



c) Dreiecks-Sprengwerke. Diese Binderart eignet sich besonders zu freitragenden Lehrgerüsten. Durch ein derartiges Sprengwerk wird immer nur ein Knotenpunkt für den Kranz geschaffen; man wird daher mehrere Dreiecks-Sprengwerke miteinander vereinigen, andernfalls auch mit Streben- oder Ständerwerken verbinden.

Für Halbkreisbögen werden häufig die auf Taf. XVIII, Abb. 5 dargestellten Binder von der Indre-Talbrücke gebraucht. Durch das Hauptsprengwerk wird ein Knotenpunkt im Scheitel geschaffen, der dann zur Unterstützung von zwei weiteren Dreiecks-Sprengwerken herangezogen wird, so dafs aufser den festen Widerlagspunkten im ganzen 3 Knotenpunkte erhalten werden. Die Bogenkraft läfst sich durch eine Zange vermindern und durch eine Bogenschwelle aufheben.

Abb. 22 *a*, *b* u. *e*, *f* (S. 296) stellen Verbindungen von Dreiecks-Sprengwerken mit Streben- und Ständerwerken zu festen Lehrgerüsten und Abb. 22 *c* u. *d* eine Vereinigung mehrerer Dreiecks-Sprengwerke zu einem freitragenden Lehrgerüst dar.

Die letztgenannte Anordnung (Abb. 22 *d*) kam zum erstenmale im Jahre 1740 durch King beim Bau der Westminster-Brücke (24,6 m Spannweite) zur Anwendung. Im Jahre 1769 wurde sie auch von Myla für die Blackfriars-Brücke (29,8 m Spannweite) und 1817 von Rennie für die Waterloo-Brücke (Abb. 22 *c*, 38,9 m Spannweite) benutzt. Ein Übelstand dieser Anordnung für grofse Weiten sind die vielen langen Streben und die grofse Zahl von Überschneidungen an den Verbindungsstellen. In Abb. 22 *c* sind die Streben unterbrochen und durch gufseiserne Schuhe fächerförmig vereinigt.

d) Trapez-Sprengwerke. Ein Trapez-Sprengwerk besteht aus zwei Streben und einem Spannriegel. Es ist in dieser Gestalt nur bei symmetrischer Berechnung starr. Da eine solche vollständig nicht durchführbar ist, so müssen noch gewisse Konstruktionsteile hinzugefügt werden, die dem Tragwerk die nötige Steifigkeit geben. In dieser Hinsicht steht daher dies Sprengwerk dem vorigen nach, dagegen gestattet es im allgemeinen einfachere Anordnungen als das Dreiecks-Sprengwerk. Auch hier kommt eine Vereinigung mehrerer Sprengwerke in Anwendung; am besten wird man dabei ein Sprengwerk als Dreiecks-Sprengwerk anordnen.

Die Vereinigung eines Dreiecks- und eines Trapez-Sprengwerkes ist in Abb. 23 und Abb. 24 dargestellt. Diese Anordnungen sind für kleine Spannweiten empfehlenswert, weil Überschneidungen nicht nötig werden. In Abb. 24 liegt das Trapez-Spreng-

Abb. 22.

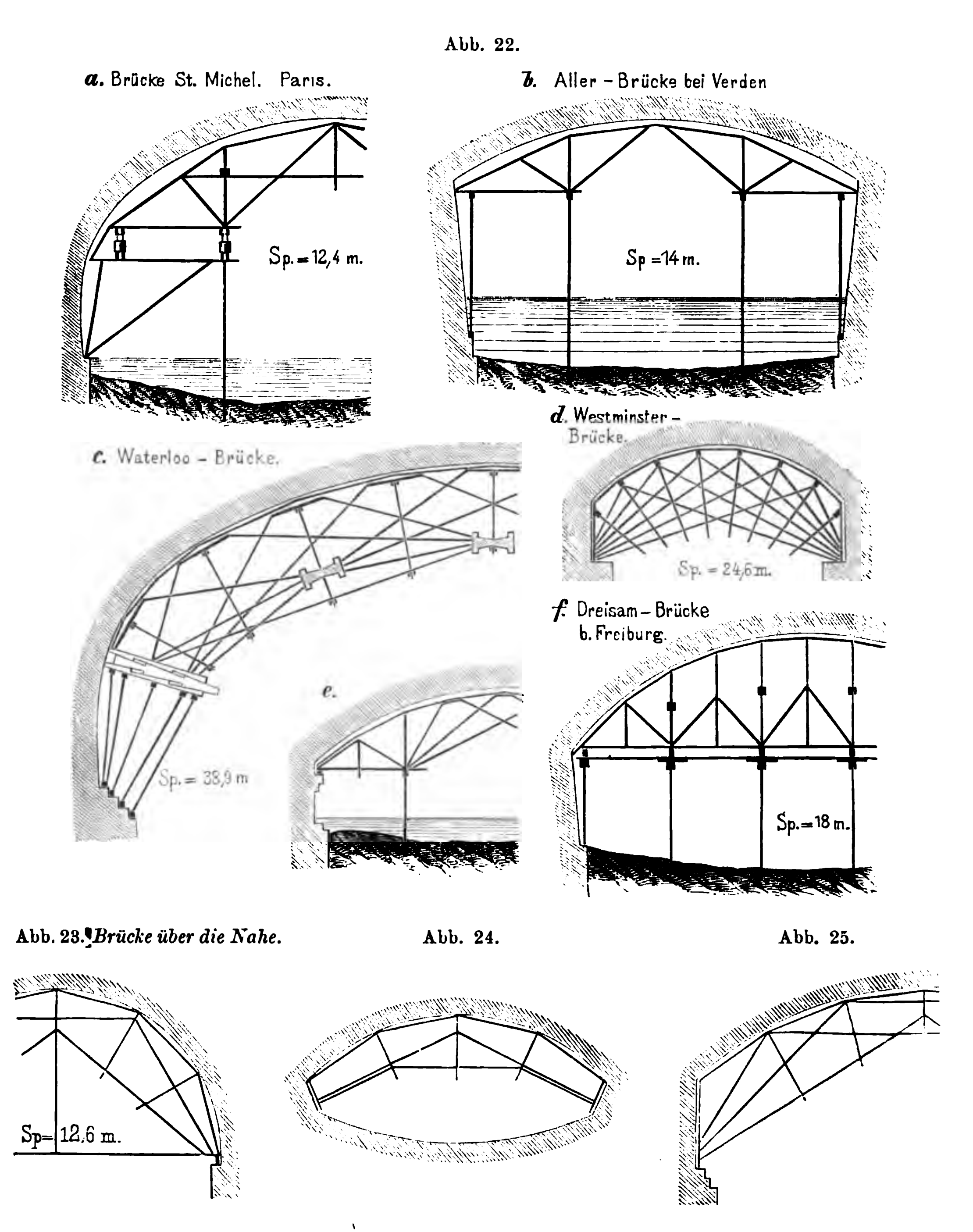


Abb. 23. Brücke über die Nahe. Abb. 24. Abb. 25.

werk unter dem Dreiecks-Sprengwerk, wobei der Druck von den Knotenpunkten des Kranzes durch Streben auf das Trapez-Sprengwerk übertragen wird. Das letztere erhält seine Steifigkeit durch den Widerstand, den die mit ihm verbundenen Streben des Dreiecks-Sprengwerkes gegen Biegung leisten. In Abb. 23 liegt das Trapez-Sprengwerk über dem Dreiecks-Sprengwerk. Abb. 25 zeigt die Vereinigung eines Dreiecks-Sprengwerkes mit zwei Trapez-Sprengwerken. Die von den Knotenpunkten des Kranzes (den Sprengwerksecken) ausgehenden Streben oder Zangen erzeugen die erforderliche Steifig-

keit. Um Überschneidungen von Spannriegeln und Streben zu vermeiden, ordnet man zweckmäfsig die einen oder anderen doppelt an.

Die Anordnung von Nebensprengwerken findet man bei den Lehrgerüsten der Moselbrücke zu Pfalzel, der Talbrücke in Comelle, der Unterführung des Lehbach-Malstatter Weges (Taf. XIX, Abb. 13 u. 14) und der Warthebrücke zu Wronke (Abb. 26). Das letztere enthält zwei Hauptsprengwerke *a b c* und *c d e* und vier Nebensprengwerke, die sich auf die Punkte *c*, *d*, *e* und *b* stützen. Häufig findet man auch eine Vereinigung des Trapez-Sprengwerkes mit Streben- oder Ständerwerken. Beim Lehrgerüst der Talbrücke bei Bietigheim, ebenso bei der Rümlinger Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 7) sind beispielsweise die Spannriegel so stark bemessen, dafs sie den Druck der Knotenstreben aufnehmen können. Hierher gehört auch das Lehrgerüst der Talbrücke in Münnerstadt (Taf. XIX, Abb. 4).

Abb. 26. *Warthebrücke bei Wronke.*

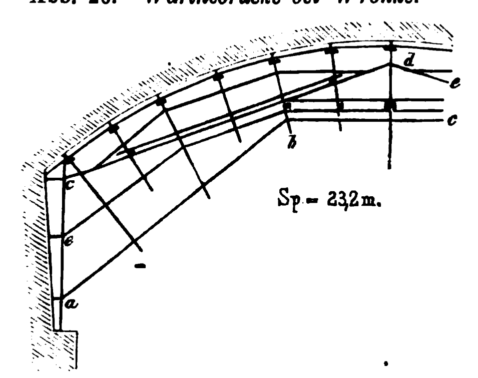
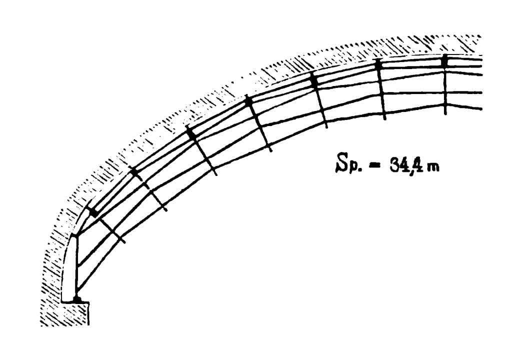


Abb. 27. *Neuilly-Brücke.*



e) Vieleck-Sprengwerke. Diese von Perronet eingeführten Binder (Abb. 27), bei denen die Gewölbelast durch eine Reihe übereinanderliegender, vieleckiger, sich gegenseitig stützender Strebekränze aufgenommen wird, erfreuten sich zu Perronet's Zeiten und später in Frankreich und anderen Ländern lange Zeit einer grofsen Beliebtheit. Mit ihrer Hilfe sind bekanntlich viele der bedeutendsten und kühnsten Brücken eingewölbt worden (Mantes-, Neuilly-, St. Edmunds-Brücke, auch die Stephans-Brücke auf der Brenner-Bahn von 41 m Spannweite). Heute finden sie mit Recht keine Anwendung mehr, denn die aus dem aufserordentlich flachen Aufsatzwinkel sämtlicher Streben herrührende starke Senkung unter der Gewölbelast verstöfst gegen eine der wichtigsten Bedingungen, die man an ein Lehrgerüst heute stellt, d. i. dafs es möglichst unwandelbar sei. In früherer Zeit hielt man es allerdings noch für ein Erfordernis eines guten Lehrgerüstes, dafs es unter der Gewölbelast eine gewisse Nachgiebigkeit zeige und ordnete daher auch die Verbindungsstellen der Streben u. s. w. so an, dafs eine Drehung der letzteren leicht stattfinden konnte.

Viele Ingenieure haben übrigens in richtiger Erkenntnis der Schwäche der Perronet'schen Lehrgerüste bei deren Herstellung zur Verhütung der Scheitelsenkung auch damals schon eine Unterstützung angebracht (Jena-Brücke und Dora-Brücke).

f) Gitter- und Bogenträger. Bei flachen Bogen ist die Anwendung von Gitterträgern nicht ausgeschlossen, wie solche bei der neuen London-Brücke für die ganze Öffnung und für die Invaliden-Brücke in Paris nur im mittleren, für die Schiffahrt frei zu haltenden Teile zur Ausführung gebracht worden sind.

Für die Neckarbrücke bei Cannstatt (Taf. VI, Abb. 1) und die Brücke bei Besigheim sind für den Kranz Wiebeking'sche Bogenträger aus gekrümmten Hölzern gewählt worden, die noch durch Ständer unterstützt wurden, um die Senkung zu vermindern. Nachahmenswert erscheinen diese Bogenträger nicht, weil sie zur Erzielung der nötigen Steifigkeit viel Holz erfordern und weil das künstliche Krümmen der Hölzer sehr umständlich ist.

§ 14. Berechnung der Lehrgerüste. Die auf das Lehrgerüst wirkenden äufseren Kräfte sind die aus der Gewölbelast herrührenden Drücke und die dadurch in den festen Stützpunkten des Gerüstes hervorgerufenen Stützenwiderstände. Die Stützenwiderstände sind aus jenen Drücken zu ermitteln und sodann nach statischen Regeln die Spannkräfte der einzelnen Konstruktionsteile zu bestimmen. In erster Linie handelt es sich also hier um die Kenntnis des Druckes, den das Gewölbe in einem beliebigen Zeitpunkte seiner Herstellung an irgend einer Stelle des Kranzes auf das Lehrgerüst ausübt. Sobald die Grenzwerte dieses Druckes in jedem Knotenpunkte des Kranzes bekannt sind, läfst sich das Tragwerk eines Binders ähnlich wie dasjenige eines Brückenträgers berechnen.

1. Zonen der Wölblinie. Bei der Berechnung kann man drei Zonen der Wölblinie unterscheiden, deren Grenzen durch den Reibungswinkel φ' (zwischen Stein und Schalung) und den Reibungswinkel φ (zwischen Stein und Stein) bestimmt werden.

In der ersten (oberen) Zone findet beim Wölben ein Gleiten der Steine auf der Schalung nicht statt. Wenn diese trocken versetzt werden, also eine Reibung von Stein auf Stein nicht eintritt, so ergibt sich für einen Wölbstein — den man sich auch, z. B. bei Beton, in beliebig dünner Schicht denken kann — (und für eine Wölbtiefe = 1) der senkrechte Druck p, auf die Flächeneinheit der Schalung zu

$$p = \gamma \, d \cos \alpha, \qquad 1.$$

wenn α den Winkel bezeichnet, den die betreffende Mittellinie des Steines mit der Senkrechten einschliefst, d die veränderliche Gewölbestärke und γ das Gewicht der Kubikeinheit des Steines. Die Gleichung 1 gilt so lange, bis $\alpha > \varphi'$ wird.

Sobald aber während des Wölbens eine Reibung in den Lagerfugen der Steine auftritt, ändert sich p, wie weiterhin näher ermittelt wird.

In der zweiten (mittleren) Zone, die mit dem Winkel $\alpha = \varphi'$ beginnt, kann ein Abwärtsgleiten der Steine eintreten, wenn sie nicht gehalten werden. In dieser Zone darf die Gröfse der Reibungsziffer in den Lagerfugen der Steine unveränderlich gleich $tang\, \varphi$ und zwischen Stein und Schalung gleich $tang\, \varphi'$ angenommen werden. Die zweite Zone endigt und die dritte Zone beginnt mit dem Winkel $\alpha = 90° - \varphi$. Die vom Widerlager aus bis zur Grenze dieser beiden Zonen versetzten Wölbsteine können nicht aufeinander gleiten, weil der Winkel ihrer Lagerfugen mit der Wagerechten kleiner als φ ist. In der dritten Zone ist also der Druck p auf das Lehrgerüst Null. Hier bedarf es beim Wölben einer Unterstützung durch das Lehrgerüst nicht mehr.

Die Annahme, dafs in der zweiten Zone die Reibung zwischen Stein und Stein überall gleich grofs sei, ist nicht unter allen Umständen erfüllt. Wenn nämlich Bewegungen des Lehrgerüstes unter der Wölblast eintreten, so kann dadurch ein Öffnen einzelner Lagerfugen veranlafst werden. In solchem Falle kann in einzelnen Punkten die Reibung gleich Null werden und infolge dessen der Druck p sich erhöhen.

Es ist aber wohl zulässig, bei der Berechnung des Druckes p das Lehrgerüst als starr anzusehen und deshalb die Reibung zwischen Stein und Stein durchweg gleich

tang φ anzusetzen, wie es nachfolgend geschehen ist. Nachfolgend ist, um eine für die beiden in Frage kommenden Zonen der Schalung giltige einfache Formel zu erhalten, auch angenommen worden, dafs in der ersten Zone Reibung zwischen Stein und Stein eintritt.

Die Wölbung in der dritten Zone kann nach obigem vom natürlichen Widerlager aus ohne Hilfe eines Lehrgerüstes bewirkt werden. In der zweiten Zone wird die Wölbung auf der Schalung in der Regel so fortgesetzt, wie sie in der dritten Zone angefangen wurde. Erst in der ersten Zone verwendet man in der Neuzeit bei bedeutenden Bogenweiten einzelne künstliche Widerlager, die mit dem Lehrgerüst verbunden sind (vergl. § 23).

2. Der Druck auf das Lehrgerüst für einen beliebigen Gewölbeteil *a b c d* (Abb. 28) wird auf graphischem Wege wie folgt gefunden. Es bedeuten:

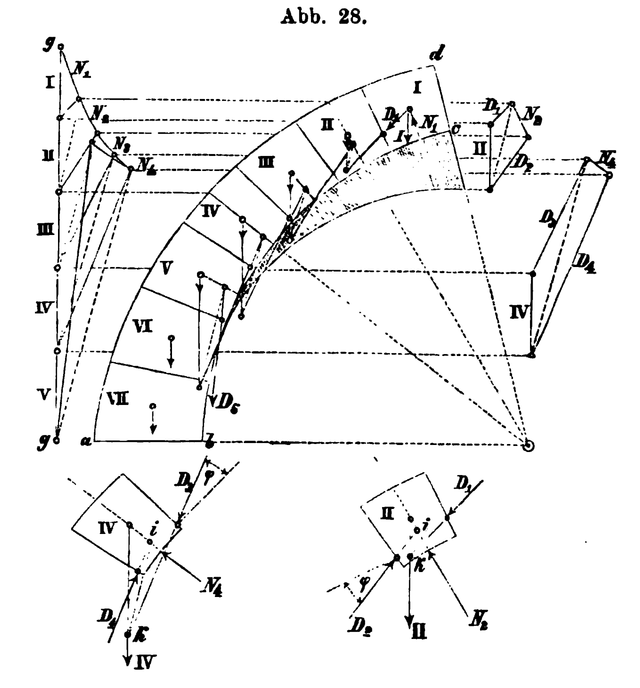
I, II, III ..... die in den Schwerpunkten der Wölbsteine angreifenden Gewichte,

N_1, N_2, N_3 ..... die von den Wölbsteinen auf das Lehrgerüst ausgeübten Drücke oder die gleichgrofsen Gegendrücke des Lehrgerüstes, deren Richtung senkrecht zur inneren Wölbfläche angenommen wird,

D_1, D_2, D_3 ..... die Fugendrücke, deren Richtung, falls ein Gleiten der Steine aufeinander stattfindet, um den Reibungwinkel φ von der Normalen zur betreffenden Fugenrichtung abweicht.

Auf die obere Fuge *d c* des Wölbsteins I wirkt kein Druck, daher müssen sich für den Gleichgewichtszustand die Kräfte I, D_1 und N_1 nach Richtung und Gröfse zu einem Dreieck zusammensetzen lassen. Auf jeden folgenden Wölbstein — wenn dieser auf einem unmittelbar unter ihm liegenden gleitet — wirken vier Kräfte, die zusammen ein Viereck bilden müssen. Im Krafteck Abb. 28 sind das Kraftdreieck und sämtliche Kraftvierecke zusammengetragen, was möglich ist, da alle Kräfte der Richtung nach und stets zwei Kräfte auch der Gröfse nach gegeben sind. Die Gewichte I, II, III ... sind auf der senkrechten Kraftlinie *g g* aneinandergereiht.

Abb. 28.



Bei der Bestimmung von N_1, N_2, N_3 ..... ist zu beachten, dafs von einer gewissen Fuge ab das Gleiten der Schichten aufhört und ein Kanten eintritt, nämlich sobald der Stützpunkt — d. i. der Schnittpunkt der Richtungen des Wölbsteingewichtes und des oberen Fugendruckes — aufserhalb der Fuge zu liegen kommt. Wenn dieser Fall eintritt, so zeichnet man das Kraftviereck nicht mehr wie für Wölbstein II, wo die Richtung von D_2 bekannt war, sondern in der Weise, dafs man — wie für Wölbstein IV —

einen Stützpunkt, der ja in Wirklichkeit stets vorhanden ist, in der Nähe der inneren Leibung und einige Centimeter von letzterer entfernt, annimmt und mit Hilfe dieses Stützpunktes die Richtung von D_4 festlegt.

In den Figuren für die Wölbsteine II und IV bezeichnet i den Schnittpunkt der Mittelkraft aus dem Wölbsteingewicht und dem oberen Fugendruck mit der Richtung des Druckes auf das Lehrgerüst. Durch den Punkt i mufs also im Falle des Gleichgewichts die Richtung des unteren Fugendruckes verlaufen. Die Linie $i\ k$ ist parallel der Diagonale im Kraftviereck.

Von einer bestimmten Fuge ab wird sich der Druck auf das Lehrgerüst zuerst negativ ergeben. Dort ist dieser Druck gleich Null anzunehmen, weil eine Zugspannung zwischen Lehrgerüst und Gewölbe nicht auftreten kann.

Die Stützlinie im Gewölbeteil $a\ b\ c\ d$ ist mit Hilfe des Kraftecks eingezeichnet. Sie geht durch die Stützpunkte der Fugen, die in der Abbildung durch kleine Kreise angedeutet sind. Dabei hat sich ergeben, dafs beim IV. Wölbstein die Richtung von D_4 nicht mehr um den Winkel φ von der Normalen zur Fugenrichtung abweicht und dafs beim V. Wölbstein der Druck D_6 auf die untere Fuge negativ wurde. In dieser Fuge ist also der Druck auf das Lehrgerüst gleich Null gesetzt.

3. Der **gröfste Druck auf das Lehrgerüst** wird in der obersten der versetzten Schichten stattfinden, denn es ergibt sich aus Vorstehendem:

a) mit der Entfernung der Wölbschichten vom Kämpfer wächst der Druck auf das Lehrgerüst, während die Fugenpressung abnimmt;

b) jede neu versetzte Wölbschicht bringt in der unmittelbar darunter liegenden eine Verringerung des Druckes auf das Lehrgerüst hervor.

Danach läfst sich der gröfste Druck für eine beliebige Stelle des Kranzes aus dem betreffenden Kraftdreieck entnehmen.

4. Die **Druckhöhe** z — d. i. der an irgend einer Stelle auf die Flächeneinheit der Schalung normal zur inneren Leibungsfläche wirkende gröfste Druck auf das Lehrgerüst — bestimmt sich durch Rechnung aus dem Gleichgewichtszustande der obersten Wölbschicht zu:

$$z = \gamma\ d \cos \alpha\ (1 - \operatorname{tang} \varphi \operatorname{tang} \alpha) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2.$$

Darin ist:

α der Winkel, den die Fugenrichtung, für welche z bestimmt werden soll, mit der Senkrechten einschliefst,

γ das Gewicht der Kubikeinheit Wölbmaterial,

d die veränderliche Wölbstärke,

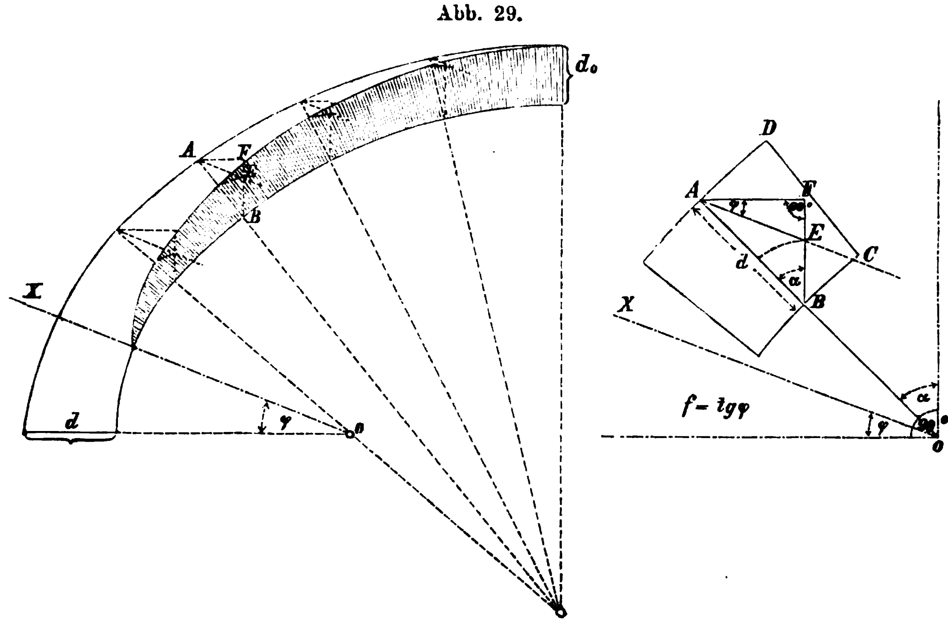
Die Druckhöhe wird gleich Null für den Wert von $\operatorname{tang} \alpha = \frac{1}{f}$, wenn f die Reibungsziffer für Stein auf Stein bezeichnet. Weil $f = \operatorname{tang} \varphi$ ist, so folgt: $\alpha = 90 - \varphi$.

Der obere Grenzwert der Druckhöhe wird im Scheitel erreicht für $\alpha = 0$. Dies gibt $z_{max} = \gamma\ d_0$, wenn d_0 die Scheitelstärke bezeichnet.

Die graphische Ermittelung der Druckhöhe ist in Abb. 29 dargestellt. Die Fugenrichtung $O\ X$ schliefse mit der Wagerechten den Winkel φ ein. In dieser Fuge ist die Druckhöhe gleich Null. Man zerlege dann die Leibungslinie durch Fugenlinien in beliebige Teile und ziehe von dem in der äufseren Leibungslinie liegenden Punkte A einer beliebigen Fugenlinie $A\ B$ eine Parallele zu $O\ X$. Schneidet diese die durch B gelegte Senkrechte in E, so ist die Strecke $B\ E$, multipliziert mit γ, gleich der Druckhöhe z, die auf der $A\ B$ abgetragen werden kann. Denn es ist:

$$B\ E = B\ F - E\ F = d \cos \alpha\ (1 - \operatorname{tang} \varphi \operatorname{tang} \alpha) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3.$$

Abb. 29.



5. Gröfse der Reibungswinkel φ und φ'. Nach den Versuchen von Rondelet hält sich ein gut behauener polierter Kalkstein mit sehr feinem Korne auf einem ähnlichen Steine in Gleichgewicht, wenn der Reibungswinkel $90 - \alpha = \varphi = 30°$ beträgt. Daraus ergäbe sich $f = 0{,}58$. Nach Perronet fangen die Gewölbsteine auf den Fugen zu gleiten an für $\varphi = 39$ bis $40°$ und nach Rennie, aus Ermittelungen für die Granitgewölbsteine der neuen London-Brücke, wenn sie gut, aber ohne Mörtel gelagert wurden, bei $\varphi = 33$ bis $34°$. Nach Professor Bukowsky's Versuchen liegt φ für Sandstein und Marmor je nach der verschiedenen Bearbeitung und je nachdem die Steine einfach in Mörtel gelegt oder noch mittels Hammerschlägen angedrückt wurden, zwischen 26° und 57°.

Nach den französischen Versuchen bei Erbauung der Brücken von Castelet, Lavaur und Antoinette[28]) ergaben sich folgende Grenzwerte von φ:

a) Für Gleiten von Stein auf Stein.

Verschiedene Kalksteine in Wasser-Kalkmörtel	43°—25°
„ „ „ Zementmörtel	48°—25°
Ziegel in Kalkmörtel	75°—35°
„ „ Zementmörtel	90°—58°
Granit in Kalkmörtel	44°—43°

b) Für Gleiten von Stein auf der Lehrgerüst-Schalung.

Verschiedene Kalksteine	$90° - \varphi = 43°—25°$	Dabei war das Holz trocken oder nafs, parallel oder winkelrecht zur Gleitungsrüstung genagelt.
Ziegel	$90° - \varphi = 44°—37°$	
Granit	$90° - \varphi = 42°—27°$	

Gewöhnlich wird für Stein auf Stein $\varphi = 33°$, beim Vorhandensein einer Mörtelschicht $\varphi = 26°$ angenommen.

Unterhalb der Lagerfuge, die diesen Winkel mit der Wagerechten einschliefst, ist also beim Wölben eine Unterstützung des Gewölbes durch das Lehrgerüst nicht mehr nötig.

[28]) Ann. des ponts et chaussées 1886 II. S. 506.

6. Die Spannungen in den einzelnen Teilen des Lehrgerüstes. Die meisten Bindertragwerke müssen genau genommen als statisch unbestimmte Stabwerke gelten, sind also ohne Bestimmung der Formänderungen gewisser Punkte der Tragwerke nicht zu berechnen. Wollte man aber derartige Berechnungen durchführen, so würde ihr geringer Nutzen zu der grofsen dabei aufgewendeten Mühe in keinem richtigen Verhältnis stehen. Denn die mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen bestimmten Spannkräfte würden in keinem Falle genau mit den wirklich auftretenden Spannkräften übereinstimmend angesehen werden dürfen, weil einerseits die vorliegenden Angaben über die Elastizitätsziffern noch unsicher sind, und weil anderseits die Eigentümlichkeiten der Holzverbindungen von Gerüsten eine sichere Berechnung ihrer Formänderungen ausschliefsen. Dazu kommt noch, dafs der Wert eines Lehrgerüstes in erster Linie nach dem Mafs der Unwandelbarkeit, die es unter der Gewölbelast zeigt, zu beurteilen ist und nicht danach, ob alle Querschnitte seines Binderwerkes genau den theoretisch ermittelten Spannkräften angepafst sind. Zu schwach darf selbstverständlich kein Teil sein; stärker als theoretisch notwendig schadet nichts, ist sogar in den meisten Fällen von Nutzen für die Steifigkeit der Konstruktion. Es gibt allerdings auch heute noch einige Ingenieure, die ein hohes Mafs von elastischer Formänderung des Lehrgerüstes eher für einen Vorteil als einen Nachteil halten. Man vergleiche z. B. die Äufserungen Leibbrand's bei Gelegenheit der Gerichtsverhandlungen über den Einsturz der Cornelius-Brücke in München (Beton und Eisen. 1903, V. Heft, S. 310) und von Fonck im Berichte über den Bau der Brücke im Pétrusse-Tal bei Luxemburg (Bulletin mensuel, Org. off. de l'association des ing. luxem. 1902, Nr. 1, S. 11). Verfasser kann dagegen in der grofsen Nachgiebigkeit eines Lehrgerüstes einen Vorteil nicht erblicken, namentlich dann, wenn die Formänderungen von sich biegenden Teilen herrührten.

Das sind in kurzen Andeutungen die Gründe, die für eine möglichst einfache Art der Berechnung der Lehrgerüste sprechen. Ein gutes Lehrgerüst sollte zuerst konstruiert und erst nachträglich soweit wie nötig berechnet werden. Bei der Berechnung würde es sich dann nur noch darum handeln, zu untersuchen, ob nicht etwa zu schwache Teile vorhanden sind.

Die Abmessungen der Schalhölzer, Kranzhölzer, sowie auch der Streben und Ständer, von denen die Gewölbelast in den Kranzknoten aufgenommen wird, lassen sich, wenn man diese Knoten als Gelenkknoten auffafst, nach den einfachsten Regeln der Statik und Festigkeitslehre leicht berechnen, am sichersten bei den erwähnten fächerartigen Strebewerken. Auch gewöhnliche Sprengwerke lassen sich unter Anwendung der Sätze von der Kräftezerlegung mit hinreichender Schärfe berechnen. Verwickeltere mehrteilige Anordnungen sollten vermieden werden, weil die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Teilsysteme unsicher zu bestimmen ist. Durchgeführte Rechnungsbeispiele findet man in der Beschreibung der Striegistal-Überbrückung (Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 220); ferner: Bukowsky, Über die Ausführung der Lehrgerüste für gewölbte steinerne Brücken. Mitteil. des Arch.- u. Ing.-Ver. für Böhmen 1870, S. 49 und Wilke, Lehr- und Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

§ 15. Anordnung der Lehrgerüste im allgemeinen.

1. Die **Verbindungen**, namentlich da, wo mehrere Hölzer aus verschiedenen Richtungen zusammentreffen, sind mit gröfster Sorgfalt anzufertigen, damit eine regelrechte Übertragung der Pressungen nicht allein in jedem Lehrbogen stattfindet, sondern auch jeder Lehrbogen in gleicher Weise trägt. Zugverbindungen, bei denen die Ver-

bindungsteile, meist auf Abscheren parallel zu den Holzfasern in Anspruch genommen werden, sind zu vermeiden, einerseits weil die Schubfestigkeit des Holzes nur etwa $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit beträgt und anderseits, weil Zugverbindungen leichter locker werden als Druckverbindungen. Auch das Zusammenstofsen von Hirnholz und Langholz ist möglichst zu umgehen.

Das Setzen des Lehrbogens erfolgt hauptsächlich in den Verbindungsstellen, deshalb mufs man erstens die Anzahl der Verbandteile zu beschränken suchen und zweitens Mittel anwenden, um ein sattes Schliefsen der Verbandfugen zu erzwingen. Durch Verwendung möglichst langer starker Hölzer, die Biegungen widerstehen können, kann man die Anzahl der Verbindungsstellen einschränken. Jedoch sollen nur Hölzer von solcher Länge und Stärke in Anwendung kommen, deren Handhabung mit Hilfe der für den Bau zu Gebote stehenden Fördermittel noch bequem und vorteilhaft ist. Starke und lange Hölzer kamen beim Bau der Aulne-Talbrücke vor. Die Doppelzangen des Lehrgerüstes (Taf. XVIII, Abb. 1) waren aus einem Stück und hatten bei 30 : 20 **cm** Stärke 13,9 bis 17,77 **m** Länge. Die Hauptstreben hatten 9,35 bis 10,55 **m** Länge bei 30 : 27 bis 35 : 27 **cm** Stärke.

Dichten Fugenschlufs erzielt man mit Hilfe von Schraubenbolzen. Das Einlegen von etwa 1 **mm** starken Zinkblechen in die Stöfse ist zu empfehlen, um gleichmäfsige Druckübertragung zu sichern. Auch empfiehlt es sich, in etwa offenstehenden Fugen Blechstücke einzutreiben, um dadurch spätere Sackungen zu verhindern.

Soll ein Lehrgerüst häufig versetzt werden, so ist es ratsam, leicht zu handhabende Hölzer anzuwenden und die Verbindungsteile leicht zerlegbar ohne Überschneidungen herzustellen, auch ist es in diesem Falle besonders zweckmäfsig, in die Stofsfugen bei wiederholter Aufstellung dünne Blech- oder Zinkplatten einzulegen, um einem zu starken Zusammenpressen der Hölzer, das erfahrungsmäfsig bei jeder neuen Aufstellung eine gröfsere Senkung veranlafst, vorzubeugen.

Läfst man die auf Druck in Anspruch genommenen Hölzer an den Knotenpunkten stumpf zusammenstofsen, was sich aus eben angeführten Gründen sehr empfiehlt, so mufs man sie jedenfalls durch Anbringen starker Laschen aus Bohlenstücken oder durch Schrauben und Spitzklammern gegen seitliches Ausweichen sichern. Bei neueren französischen Lehrgerüsten sind mit Vorteil hierzu aufgeschraubte eiserne Blechlaschen verwendet (vergl. Taf. XXII).

2. Als **Stützpunkte oder Stützen** der freitragenden Binder können Vorsprünge an Pfeilern oder Widerlagern, oder wenn das betreffende Bauwerk nicht zu hoch ist, Mauerabsätze benutzt werden. Man kragt zu diesem Zwecke in Pfeilern oder Widerlagern auch besondere Hilfsquader aus, die nach Vollendung des Gewölbes abgearbeitet werden. Auch wagerecht durch die Pfeiler gesteckte Schienen, die nach Beendigung des Baues leicht wieder entfernt werden können, gewähren für gesprengte Binder sichere Stützpunkte.

Die Zwischenstützen für feste Lehrgerüste bestehen in der Regel aus eingerammten Pfählen, selten, nur bei bedeutenden Spannweiten, aus gemauerten Pfeilern (Chester-Brücke, Cabin-John-Brücke, Brücke von Crespano, grofse Brücken der Brenner-Bahn u. s. w.). Die Pfähle werden je nach Bedarf in verschiedenen Höhen abgeschnitten, mindestens aber so hoch belassen, dafs die Möglichkeit bleibt, sie später wieder auszuziehen. Die einzelnen Pfahlreihen oder Pfahlgruppen werden zu einem Joche vereinigt und durch Zangen und Streben gegen seitliche Verschiebungen gesichert (s. Taf. XIX, Abb. 16, 17, 19).

Bei Bauten auf dem Lande benutzt man als Stützen, falls der gewachsene Boden unter der zu überwölbenden Öffnung tragfähig genug ist, auch Schwellenstapel (Klotzlager) (Taf. XIX, Abb. 6), deren unterste Schwellen etwas in den gewachsenen Boden eingegraben liegen und eine genügend grofse Grundfläche bedecken müssen, damit der Bodendruck noch innerhalb zulässiger Grenzen bleibt. Probebelastungen der Pfahlreihen und Schwellenstapel vor Aufstellung des Gerüstes sind zu empfehlen.

3. Die **Entfernung der Lehrbogen** voneinander liegt zwischen 1 und 2 **m**, von Mitte zu Mitte gemessen. Gröfsere oder geringere Entfernungen kommen vor. Wie Tabelle II nachweist, ist die beliebteste Entfernung etwa 1,5 **m**.

Bei kleineren Weiten wird zuweilen nicht jeder einzelne Lehrbogen als Binder ausgebildet, sondern es werden einzelne Binder in gröfseren Entfernungen aufgestellt, zwischen denen Fetten liegen, auf welche sich die Kranzhölzer stützen. Eine derartige Anordnung, so zweckmäfsig und sparsam sie für Dachwerke auch ist, eignet sich für gröfsere Lehrgerüste nicht, weil lange, stark auf Biegung in Anspruch genommene Fetten die Steifigkeit der Konstruktion beeinträchtigen.

Zwischen der Stirn des Gewölbes und der vorderen Ebene des äufsersten Lehrbogens bleibt zweckmäfsig ein Abstand bis zu etwa 0,5 **m**, damit der Druck auf diesen Lehrbogen im Verhältnis zu dem Drucke auf die übrigen Lehrbögen nicht zu klein wird, was ein ungleichmäfsiges Setzen des Lehrgerüstes zur Folge haben würde. Die Schalhölzer und auch andere Verbandteile dürfen über die Stirnfläche nicht vorspringen, damit die Maurer bei Ausführung des Gewölbes imstande sind, mit dem Auge oder mit der Schnur die Ebene einer oder mehrerer Gewölbestirnflächen zu prüfen. Wenn aber die Stirnflächen nicht senkrecht stehen, sondern einen Anlauf erhalten, so kann man die äufsersten Binder im Gewölbescheitel aufserhalb der Stirnen legen, damit das Gerüst die nötige Tiefe erhält (vergl. Taf. XX, Abb. 3 u. 5 und Taf. IX, Abb. 17 bis 22).

Der richtige Abstand der Lehrbögen voneinander wird aufser durch die Schalung noch durch Querverbindungen gesichert, die gleichzeitig das Lehrgerüst gegen Winddruck absteifen. Bei grofsen und besonders bei hohen Bauwerken müssen jedoch noch besondere Windverstrebungen angebracht werden, die in der Regel aus Andreaskreuzen bestehen, die senkrecht zur Gewölbestirn in senkrechten, geeigneten oder wagerechten Ebenen der Hauptbinder liegen (vergl. Beschreibung des Lehrgerüstes der Aulne-Talbrücke in § 17). Sehr lange Hölzer sind gegen seitliche Ausbiegung besonders zu schützen. Das wird in der Regel durch Zangen in Verbindung mit Andreaskreuzen bewirkt, die in der Ebene der Hölzer senkrecht zur Binderfläche angebracht werden.

Bei schiefen Gewölben wäre es das einfachste, die Lehrbögen senkrecht zur Achse des Gewölbes anzuordnen, weil sie dann eine kleinere Spannweite erhalten, als wenn man sie parallel zur Stirnfläche stellte und weil sie unter Umständen nach einem Kreisbogen gebildet werden können, während parallel zur Stirn gestellte Lehrbögen nach einer Ellipse zu formen sind. Bei ihrer senkrechten Stellung wird aber der Druck auf die äufseren Lehrbögen sehr unregelmäfsig verteilt, was störende Formänderungen zur Folge haben kann. Deshalb sind bei gröfseren Spannweiten die Lehrbögen parallel zur Stirnfläche zu stellen.

4. Die **Vorrichtungen für die Ausrüstung** sind womöglich über dem höchsten Wasserstande aufzustellen und dabei unmittelbar unter dem zu senkenden Oberteil des Lehrgerüstes in die Achse der Stützpunkte zu bringen, damit unnötige Biegungsspannungen angrenzender Hölzer vermieden werden. Die gebräuchlichen Mittel zum

Ausrüsten sind Keile, Schrauben und Sandtöpfe. In einzelnen Fällen sind auch schiefe Ebenen, Verbindungen von Schrauben und Sandtöpfen, Exzentriks u. dergl. in Anwendung gekommen. Die nähere Beschreibung dieser Vorrichtungen folgt in § 25.

5. Abmessungen der Hölzer einschliefslich Holzbedarf. Die Stärken voller Hölzer für Ständer, Balken, Streben betragen selten über 35 **cm**, in der Regel geht die Stärke nicht über 30 **cm**, nicht unter 15 **cm**; gröfste Höhe der Kranzhölzer selten über 45 **cm**; Schalbretter 4 bis 6 **cm**, Schalhölzer für Werksteine 10 : 10 bis 15 : 15 **cm**.

Bei der Bestimmung des Holzbedarfs für Lehrgerüste verschiedener Spannweiten können die in nachstehender Tabelle II zusammengestellten Ergebnisse als Anhalt dienen. Zu dieser Tabelle mufs bemerkt werden, dafs die Zahlen der vorletzten Spalte den Holzbedarf (einschliefslich Schalung und Unterstützung) für 1 **m** der Gerüstbreite, von Mitte zu Mitte der äufsersten Binder gemessen, angeben. Die Zahlen können bei überschläglichen Berechnungen genau genug auch für 1 **m** Gewölbetiefe gelten. Die Zahlen der letzten Spalte zeigen, dafs das Verhältnis der Holzmasse des Lehrgerüstes zu der Gewölbemasse nahezu das gleiche ist. Man wird nicht fehlgreifen, wenn man danach für die Mehrzahl der vorkommenden Fälle den Holzbedarf für 1 **cbm** Gewölbemasse durchschnittlich zu $^1/_3$ **cbm** annimmt. Für Anordnungen mit sehr grofsem Binderabstande — die übrigens nach vorstehendem nicht empfehlenswert sind — dürfte mindestens $^1/_5$ **cbm** erforderlich sein. Für feste Gerüste hoher Talbrücken, bei denen das meiste Holz in dem Lehrgerüstunterbau sitzt, müssen natürlich gröfsere Sätze zur Berechnung kommen. Eine sehr schöne vergleichende Zusammenstellung des Holz- und Eisenbedarfs hölzerner Lehrgerüste gibt Sejourné in den Annales des ponts et chaussées 1886, II. S. 446 bis 454.[29])

Tabelle II. **Kubikinhalt des Holzes ausgeführter Lehrgerüste.**

Name des Bauwerks	Gewölbe: Spannweite m	Gewölbe: Pfeil m	Lehrgerüst: Anzahl der Stützpunkte eines Binders	Lehrgerüst: Anzahl der Binderfelder	Lehrgerüst: Entfernung der Binder von Mitte zu Mitte	Inhalt des Holzwerkes: im ganzen cbm	Inhalt des Holzwerkes: für 1 m Binderfeld cbm	für 1 cbm Gewölbemasse cbm	Bemerkungen.
1. Freitragende Lehrgerüste									
1. Wegeunterführung (Rhein. Eisenbahn[30])	6,50	5,50	2	12	1,25	15	1,0	0,14	Taf. XIX, Abb. 2.
2. Marnheimer Talbrücke (Pfälzische Ludwigsbahn)	7,00	3,50	2	5	1,03	18	3,5	0,38	„ XIX, „ 1.
3. Indre-Talbrücke (Eisenbahn Tours-Bordeaux)	9,80	4,90	2	5	1,65	28	3,4	0,68	„ XVIII, „ 5.
4. Brücke auf dem Bastillenplatz (Eisenbahn Paris-Vincennes[31])	10,00	5,00	2	7	1,33 1,37	56	5,8	0,44	„ XVI, „ 10.
5. Enztalbrücke bei Bietigheim (Württembergische Staatseisenbahn)	11,50	5,75	2	5	1,34	32	4,8	0,27	
6. Talbrücke bei Ottersweiler (Eisenbahn Zabern-Wasselnheim)	12,00	6,00	2	4	1,95	26	3,3	0,22	
7. Solémy-Talbrücke (Bourb. Eisenbahn)	12,00	6,00	2	5	1,37	36	5,3	0,26	„ XVII, „ 1.
8. Fure-Talbrücke (Eisenbahn Saint Rambert-Grenoble)	14,00	7,00	2	5	1,30	45	6,0	0,32	„ XIX, „ 12.

[29]) Vergl. auch Housselle im Handbuch der Baukunde, Abt. III, 4. Heft, Brückenbau, S. 308.

[30]) Das Gewölbe hat die Form der Stützlinie.

[31]) Die Hölzer sind reichlich stark (bis 35 cm).

Name des Bauwerks	Gewölbe: Spannweite m	Gewölbe: Pfeil m	Lehrgerüst: Anzahl der Stützpunkte eines Binders	Lehrgerüst: Anzahl der Binderfelder	Lehrgerüst: Entfernung der Binder von Mitte zu Mitte	Lehrgerüst: Inhalt des Holzwerkes im ganzen cbm	Lehrgerüst: Inhalt des Holzwerkes für 1 m Binderfeld cbm	für 1 cbm Gewölbemasse cbm	Bemerkungen.
9. Dinan-Talbrücke in der Bretagne	16,00	8,00	2	5	1,01	43	8,6	0,40	
10. Wegeüberführung (Lehnbach-Mahlstatt, Saarbrücken-Trierer Eisenb.)	18,00	9,00	2	5	1,40	47	6,8	0,20	Taf XIX, Abb. 14.
11. Comelle-Talbr. (Eisenb. Paris-Creil)	19,00	9,50	2	5	1,50	70	9,3	0,25	„ XIX, „ 13.
12. Aulne-Talbrücke (Eisenbahn Châteaulin-Landerneau)	22,00	11,00	2	5	1,60	106	13,2	0,28	„ XVIII, „ 1.
13. Moselbrücke bei Pfalzel (Moselbahn)	23,00	4,85	2	7	1,00	87	12,4	0,34	„ XIX, „ 15.
14. Warthebrücke bei Wronke (Stargard-Posener Eisenbahn)	23,22	4,39	2	5	1,56	94	11,8	0,32	
2. Fest unterstützte Lehrgerüste.									
15. Talbrücke der Berliner Stadteisenb.	8,00	1,35	4	4	3,45	21	1,5	0,30	
16. Talbrücke bei Münnerstadt (Schweinfurt-Meininger Eisenbahn)	10,00	5,00	5	2	3,50	22	3,1	0,20	Taf. XIX. Abb. 4.
17. Brücke der Berliner Stadteisenbahn	10,00	2,22	4	4	3,45	27	2,0	0,34	„ 3.
18. Brücke der Berliner Stadteisenbahn	12,00	2,40	4	4	3,45	33	2,4	0,22	„ 6.
19. Wegeüberführung (Rhein. Eisenbahn)	12,00	3,00	3	4	1,30	14	2,8	0,20	„ 5.
20. Wegeüberführung (Rhein. Eisenbahn)	14,58	4,36	4	4	1,00	14	3,5	0,20	„ 9.
21. Okerbrücke bei Oker (Eisenbahn Vienenburg-Goslar)	14,60	7,30	3	3	1,41	27	6,4	0,30	Ähnl. wie Abb. 5.
22. Strafsenunterführung zu Hannover (Hannov. Staatseisenbahn)	15,00	2,00	5	24	1,30	99	3,2	0,30	Abb. 11.
23. Brücke St. Michel zu Paris[32])	17,26	6,50	4	15	2,03	283	9,3	0,42	
24. Schiffahrtskanal-Brücke (Berliner Stadteisenbahn)	24,00	6,75	6	5	2,80	126	9,0	0,22	Abb. 17.
25. Rhonebrücke zu Lyon (Eisenbahn Lyon-Avignon)	30,00	4,30	4	6	1,28	180	23,3	0,38	Schiffahrts-Öffng.
26. Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn bei Klösterle	41,00	13,23	9	4	1,39	180[33])	32,4	0,28	Taf. XVIII, Abb. 4.
27. Castelet-Brücke bei Ax ü. d. Ariège (Eisenbahn Tarascon-Ex)	41,20	14,00	9	4	1,5 / 1,65	207	32,9	0,34	Taf. IX, Abb. 23, 24.
28. Talbrücke bei Nogent-sur-Marne (Eisenbahn Paris-Mühlhausen)	50,00	25,00	9	6	0,95 / 1,70	623	71,6	0,36	
29. Strafsenbrücke bei Claix über den Drac bei Grenoble	50,00	7,40	6	5	1,50	266	35,5	0,26	
30. Antoinette-Brücke bei Vielmur über d. Agoût (Eisenb. Montauban-Castres)	50,00	15,9	9	4	1,40	187	33,4	0,35	Taf. XX, Abb. 3. (Einschl. der Grundpfähle)
31. Lavaur-Brücke bei Lavour über den Agoût (Eisenbahn Montauban-Castres)	61,50	27,50	9	4	1,50	325[34])	54,0	0,49	Taf. XX, Abb. 5. (Einschl. der Grundpfähle)
32. Brücke über das Pétrusse-Tal bei Luxemburg, grofser Bogen	84,00	16,20	2	5	1,60	350	55,0	0,23	Taf. XXII.

[32]) Starke Abmessungen der Hölzer, zum Teil über 35 cm.

[33]) Aufserdem 4 t Eisen.

[34]) Aufserdem an Eisen: Lavaur 11 t, Antoinette 8 t, Castelet 15 t, Pétrusse-Brücke 51,5 t (einschl. Stahlkabel) oder 147 kg für 1 cbm Holz.

Die Verwendung des Eisens für Lehrgerüste beschränkt sich mit Ausnahme weniger Fälle auf die Anwendung von Gufseisen für eiserne Schuhe, Ausrüstungsgegenstände u. dergl. und von Schweifseisen für Zug- und Hängestangen. Ganz gufseiserne Lehrgerüste sind, soweit bekannt, nur in Frankreich für kleinere Gewölbe in Tunnelform und solche ganz aus schmiedbarem Eisen erst in neuerer Zeit in Amerika und England zur Anwendung gekommen. In der Regel begnügt man sich damit, den Kranz der Lehrbögen als Blechbogenträger herzustellen, das übrige Tragwerk aber in Holz auszuführen.[35]) (Vergl. die Beispiele Taf. XIX, Abb. 1, 2 und weiterhin § 17.)

§ 16. Verbindung und Stärke der Lehrgerüstteile.

1. **Die Schalung** liegt in der Regel über den Kranzhölzern und besteht bei Gewölben aus Ziegeln, kleinen Bruch- oder Werksteinen gewöhnlich aus 4 bis 8 **cm** starken, mit 2 bis 4 **cm** Zwischenraum gelegten Latten, die sich von Lehrbogen zu Lehrbogen frei tragen, bei Gewölben aus grofsen Steinen aber nur aus einzelnen stärkeren Schalhölzern, die gewöhnlich in der Mitte der Wölbsteine und in Zwischenräumen liegen, die kleiner sind als die Steindicke. Man stellt jedoch mitunter auch bei grofsen Werksteingewölben durch Benagelung mit dünnen biegsamen Latten über den Schalhölzern eine ununterbrochene Fläche her, wodurch das Versetzen bequemer wird, namentlich auch deshalb, weil man alle Fugenrisse auf der Leibung genau vorzeichnen kann.

Ausnahmsweise liegen die Schalbretter auch wohl zwischen den Kranzhölzern, mit denen sie durch seitliche kleine Keile ohne Nagelung befestigt werden. Man stellt dann nicht von vornherein die ganze Schalung her, sondern legt nur einzelne Schalbretter ein, wölbt darüber einige Schichten (einschliefslich Ausfugen), und nimmt darauf die Schalbretter fort, um sie in der nämlichen Weise für weitere Wölbschichten wieder zu gebrauchen. Das fertige Gewölbestück ruht dabei unmittelbar auf den Kranzhölzern, so dafs die untere Leibung stets sichtbar bleibt und die Möglichkeit besteht, zwischen den Bindern des Lehrgerüstes Wölbmaterial aufzuziehen. Dafs man bei diesem Verfahren das Lehrgerüst auf der Lattenoberfläche nicht mit Wölbmaterial belasten kann, ist ein Übelstand.

Bezeichnet man die Breite und Höhe der Schalhölzer mit b und h, ihren Abstand mit e, die Binderentfernung mit a, die Wölbstärke mit d, das Gewicht der Kubikeinheit des Wölbmateriales mit γ und die zulässige Inanspruchnahme für Holz mit k, so erhält man

$$k = \frac{3}{4} \frac{\gamma d e a^2}{b h^2}.$$

Setzt man $e = \varepsilon b$, $\gamma = 0{,}0026$ **kg** f. d. cbcm, $k = 60$ **kg** f. d. qcm, so wird

$$h = 0{,}0057\, a \sqrt{\varepsilon d}.$$

Man kann etwa setzen:

Ziegelgewölbe	$\varepsilon = 1{,}0$,	$b = 2{,}0\,h$
Bruchsteingewölbe	$\varepsilon = 1{,}8$,	$b = 1{,}5\,h$
Quadergewölbe	$\varepsilon = 2{,}5$,	$b = 1{,}0\,h$.

Gewöhnlich macht man sämtliche Schalhölzer gleich stark. Bei grofsen Spannweiten kann es ratsam erscheinen, die Dicke vom Scheitel nach den Kämpfern sprungweise abnehmen zu lassen, wobei zwei oder drei verschiedene Dicken in Anwendung zu bringen wären; man kann aber in solchen Fällen auch, wie bereits erwähnt, die Entfernung der Schalhölzer voneinander veränderlich annehmen.

[35]) Man vergleiche: Nouv. ann. de la constr. 1868, S. 91. — Debar, Note sur un cintre retroussé avec entrait en fer. — Scientific american 1877, Suppl. Nov. S. 1541. Brücke über den Medway zu Maidstone. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 104. — Engng. 1886 II. S. 85. Die Putney-Brücke in London. — Engng. News 1893 II. S. 31. — Engng. Record 1896 II. S. 481.

2. Der Kranz wird bei kleinen Spannweiten aus einer Bohle geschnitten (Abb. 30 und Taf. XIX, Abb. 8), oder aus mehreren Bohlenlagen zusammengesetzt (Abb. 31). Zwischen die Hirnflächen der einzelnen Bohlenstücke werden zuweilen dünne Blechstücke eingelegt, um das gegenseitige Eindrücken der Fasern zu verhindern.

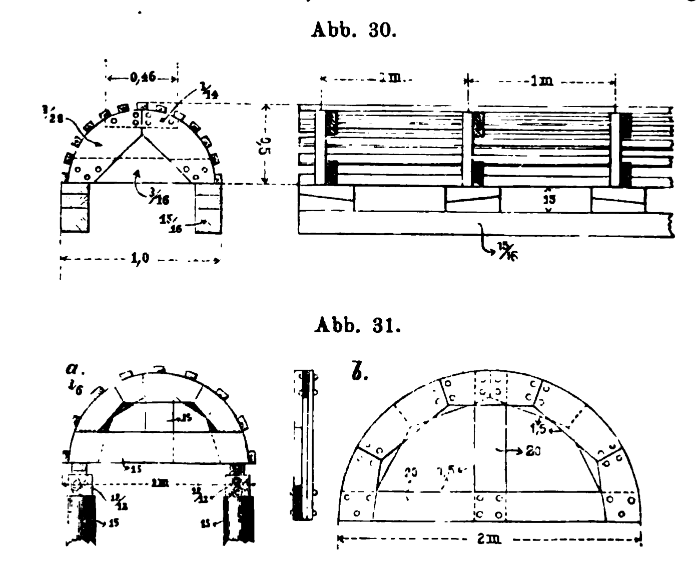


Abb. 30.

Abb. 31.

Bei gröfseren Spannweiten setzt man den Kranz aus stärkeren Hölzern — den Kranzhölzern — zusammen. Bei starker Krümmung bildet man, um die Anwendung zu hoher Hölzer zu umgehen, das Kranzholz aus zwei Teilen, einem geraden und einem gekrümmten (Taf. XIX, Abb. 3). Zuweilen besteht der Kranz sogar aus drei Hölzern (Brücke von Castelet).

Bezeichnet b_1 die Breite, h_1 die Höhe, a den Abstand der Kränze, d die Wölbstärke und s die Stützweite des Kranzholzes, so erhält man, wenn nur der gröfste Druck im Scheitel in Betracht gezogen wird:

$$k = \frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma\, d\, a\, s^2}{b_1\, h_1^2}.$$

Setzt man $h_1 = \beta\, b_1$, ferner $\gamma = 0{,}0026$ **kg** für den **cbcm**, $k = 120$ **kg** für den **qcm**, so wird:

$$h_1 = 0{,}0252 \sqrt[3]{\beta\, d\, a\, s^2}.$$

Hierbei ist $\beta = 1{,}0$ bis $1{,}6$, $a = 100$ bis 200 **cm**, im Mittel $= 1{,}30$ **cm**, $s = 130$ bis 300 **cm**, im Mittel $= 200$ **cm** zu nehmen.

Für $a = 130$, $s = 200$ wird:

$$h_1 = 4{,}30 \sqrt[3]{\beta\, d}.$$

Die hiernach berechnete Höhe h_1 ist als die kleinste Höhe in der Mitte zwischen zwei Stützpunkten der Kranzhölzer anzunehmen.

3. Streben und Ständer. Um allen Streben eine gleiche Stärke geben zu können, erschiene es ratsam, ihren Abstand voneinander veränderlich zu machen, wodurch auch eine gleichmäfsigere Beanspruchung der Kranzhölzer einträte. Bei den ausgeführten Lehrgerüsten hat man indessen meist einen gleichen Strebenabstand gewählt, um dadurch eine gröfsere Gleichmäfsigkeit in der Gesamtanordnung zu erzielen.

Bei Abmessung des Querschnittes ist die Knickfestigkeit in Rechnung zu ziehen, und dabei auf Schwächung durch Bolzenlöcher und Überschneidungen in geeigneter Weise Rücksicht zu nehmen.

4. Verbindung des Kranzes mit den Streben (Ständern). Wenn sowohl Kranzhölzer als Streben aus einem Stücke bestehen, so gibt man den Streben schwalbenschwanzförmige Enden (Abb. 32). Um eine seitliche Verschiebung zu hindern, gibt man wohl dem Schwalbenschwanze kurze Zapfen (Abb. 32 a), jedoch sind diese nicht unbedingt nötig, wenn man beide Kranzhölzer durch Klammern (Abb. 32 b) oder Bänder und

Schrauben verbindet. Statt dieser Verbindung schneidet man wohl auch an die Streben ganze Zapfen an, die von den an die Kranzholzenden geschnittenen Klauen umfafst werden (Abb. 33 *a*).

Wenig empfehlenswert erscheint die einseitige seitliche Anblattung der Streben an den Kranz (Taf. XIX, Abb. 16), weil eine während der Ausführung etwa durch plötzliches Aussetzen eines schweren Quaders übertragene Stofswirkung ein Drehmoment an der Verbindungsstelle erzeugt, das diese zu zerstören droht. Die Streben sollen in der Achse der Druckrichtung liegen und, wenn sie mit Zapfen oder besser stumpf gegen den Kranz treten, mit diesen nötigenfalls durch eiserne Schuhe oder eiserne Laschen unter Verschraubung verbunden werden. Will man eine Verbindung mit dem Kranze durch Anblattung ausführen, so mufs man die Streben doppelt nehmen (Abb. 34).

Abb. 32.

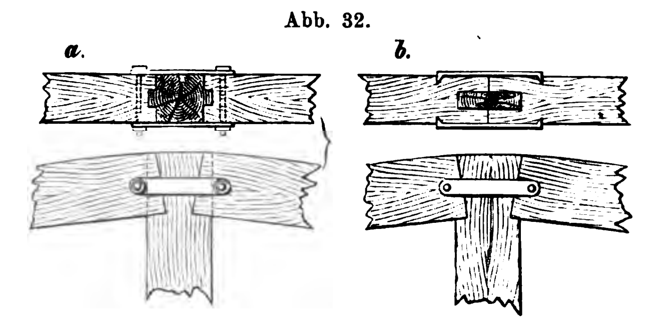
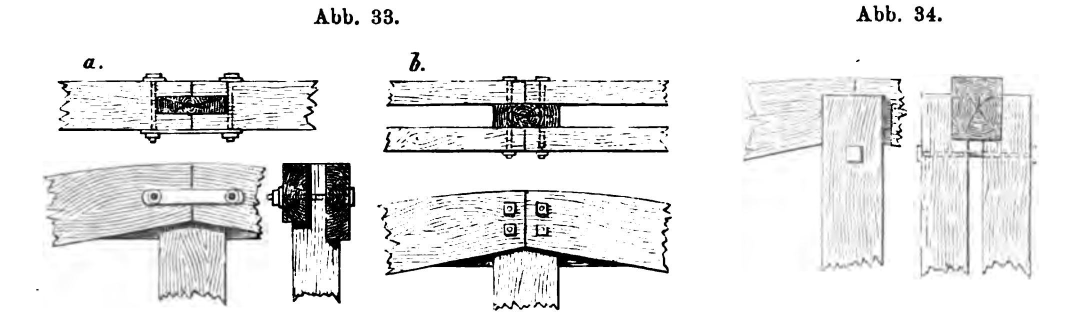


Abb. 33. Abb. 34.



Besteht der Kranz aus mehreren Bohlenlagen, so wird bei einfachen Streben eine Verbindung mittels Zapfen vorgenommen; bei einer Zusammensetzung aus zwei Lagen kann man die Zapfenlöcher sparen, wenn man den Teilen einen der Zapfendicke gleichen Abstand gibt (Abb. 33 *b*).

Zweiteilige Streben werden mit dem Kranze am besten mit Hilfe von Schraubenbolzen durch Blattzapfen verbunden (Abb. 34).

5. Andere Verbindungen. Die Streben werden, wenn die Lehrbögen im ganzen verfahren werden sollen, mit der Schwelle fest verbunden; bei einfachen Streben durch einfache, bei Doppelstreben durch Blattzapfen. Bei Lehrbögen, die an Ort und Stelle abgebunden werden, kann bei einfachen Streben die Verzapfung sehr wohl durch Eisenwerk ersetzt werden. Dagegen ist eine Versatzung meist unentbehrlich.

6. Künstliche Widerlager auf der Schalung. Wenn von verschiedenen Punkten eines Bogenschenkels aus gewölbt wird, um das Gewölbe an mehreren Stellen zum Schlufs zu bringen (vergl. § 23), so bedarf man der künstlichen Widerlager. Sie bestehen in der Regel aus einer Anzahl von Dreiecks-Kragstützen, die mit den Kranzhölzern verschraubt werden und auf deren senkrecht zur Schalung stehenden Hölzern (als Unterlage für die Wölbsteine u. dergl.) eine Bohlenwand zu liegen kommt. Einzelheiten in Taf. XX, Abb. 5, Wölbung der Lavaur-Brücke, und in § 23.

§ 17. Beispiele ausgeführter Lehrgerüste (Taf. XIX u. XX).

1. Feste Lehrgerüste. Die Binder der älteren festen Lehrgerüste unterscheiden sich von den heutigen, auf Taf. XIX verzeichneten Anordnungen nicht wesentlich. Schon der berühmte englische Ingenieur Smeaton[36]) benutzte das in Abb. 19, Taf. XIX dargestellte einfache Strebenwerk.

a) Das in der bezeichneten Abbildung vorgeführte Beispiel eines Strebenwerkes ist vom Bau der Wegebrücke über die Erft bei Grimlingshausen entnommen. Das Gewölbe hat 21,97 m Spannweite bei 3,77 m Pfeil.

Die Streben setzen sich alle mit Zapfen in einen Balken. Sie treten bis unter die Schalung, wo sie etwa 1 m voneinander entfernt liegen und sind mit den zu beiden Seiten liegenden Kranzhölzern durch Schrauben verbunden. Zur Unterstützung der Binder dienen sieben Pfahljoche, die in 3,45 m Entfernung von Mitte zu Mitte stehen. Die erforderliche Dreieeksbildung ist in jedem Binder in der Stirnfläche durch zwei Paar schrägliegende Doppelzangen erzielt, die sämtliche Streben und den Balken mit Überblattung umfassen, während senkrecht zur Stirn zwei Paar Andreaskreuze angebracht sind.

Derartige Strebenwerke werden, wie bereits erwähnt wurde, in so einfacher Weise nur für kleine Spannweiten und für gröfsere Spannweiten nur dann möglich sein, wenn man in der Anzahl der Stützen nicht beschränkt ist.

b) In welcher Weise man ein Strebenwerk mit Hilfe eines Sprengwerkes unterstützt, zeigt das Gerüst von der Talbrücke bei Münnerstadt auf der Schweinfurt-Meininger Eisenbahn (Halbkreisbogen von 10 m Spannweite) Taf. XIX, Abb. 4. In der nämlichen Weise kann man auch die Binder freitragender Lehrgerüste herstellen (vergl. Taf. XVIII, Abb. 7).

Es sind nur drei 3,5 m weit voneinander gestellte Binder vorhanden, die zur Unterstützung von fünf Bogenfetten dienen, auf denen neun, 0,94 m voneinander entfernt liegende Lehrbogenkränze ruhen. Die drei oberen Fetten sind jede in der Mitte zwischen ihren Lagerpunkten nochmals durch je zwei Kopfbänder gegen die Binder abgestützt, während diese Abstützung bei jeder der beiden unteren Fetten gegen eine auf dem Kämpfergesimse liegende Schwelle mittels zweier auf Keile gestellten Streben bewirkt worden ist. Diese Keile müssen bei Vornahme der Ausrüstung zuerst gelöst werden, da vorher ein Senken des Lehrgerüstes durch Lösen der übrigen Ausrüstungskeile nicht möglich ist.

Der Lehrgerüst-Unterbau ist ein einfaches, aus Rundhölzern hergestelltes Sprengwerk und in der Weise mit dem Versetzgerüst verbunden, dafs die wagerechten, senkrecht zur Stirnfläche liegenden Schwellen über die Stirn hinaus verlängert sind und den in einer Ebene mit den Ständern des Unterbaues liegenden Ständern des Versetzgerüstes als Stütze dienen.

c) Für feste Lehrgerüste über 10 m Spannweite wird zweckmäfsig eine Mittelstütze eingeführt. Man erhält dann Binderanordnungen, wie sie in Taf. XIX, Abb. 5 (Wegeüberführung der Rheinischen Eisenbahn, 12 m Spannweite) und in Taf. VI, Abb. 17 (Gerdaubrücke bei Ülzen, 13 m Spannweite) dargestellt sind.

Bei der Gerdau-Brücke lag der wagerechte Balken an beiden Enden fest im Mauerwerk und nur über der Mittelstütze war eine Senkung durch die Ausrüstungsvorrichtung möglich; die Streben versammeln sich alle in einem Punkte über der Mittelstütze auf einem Sattelholze des Balkens. Bei der Wegeunterführung (Taf. XIX, Abb. 5) sind auch unter den Stützpunkten am Widerlager zweckmäfsigerweise Vorrichtungen zum Ausrüsten angebracht. Die Streben setzen sich mit Versatzung in die Mittelstütze, deshalb sind auch anstatt des Balkens hier Zangen in Anwendung gekommen.

d) Bei den in Abb. 3, 6, 16 u. 17, Taf. XIX dargestellten Lehrgerüsten vom Bau der Berliner Stadteisenbahn sind unter den wagerechten Balken eines jeden Binders

---

[36]) Reports of the late John Smeaton made on various occasions in the course of his employement as civil engineer 1812 III. S. 349. — Tredgold, Elementary principles of carpentry. 8. edit. 1840.

mehr als drei Stützpunkte vorhanden. Der Kranz besteht aus nahezu gleich langen Kranzhölzern und von den Knotenpunkten führen die Streben zum Balken oder auf ein über ihm liegendes Sattelholz.

Sämtliche Gerüste, mit Ausnahme desjenigen für die Spreebrücke (Abb. 16), haben weitgestellte Binder, die starke Fetten zur Stützung der Kranzhölzer tragen. Man scheint zwar auf diese Weise an Holz gespart zu haben (vergl. auch Tabelle II), trotzdem dürften, wie schon früher erörtert worden ist, enger gestellte Binder vorzuziehen sein.

Das Lehrgerüst für eine Brücke von 10 m Spannweite und 2,2 m Pfeil (Abb. 3) weist in der Mitte drei Streben auf, von denen die beiden schräggestellten die zugehörigen Kranzfetten mit Anblattung umfassen, während die mittlere in die entsprechende Fette mit Zapfen eingreift. Die Länge der Kranzhölzer beträgt etwa 2,5 m. Die Dreiecksverbindungen sind durch Doppelzangen und aufserdem noch durch zwei Streben hergestellt.

Bei der für eine Brücke von 8 m Spannweite im übrigen ähnlich durchgeführten Anordnung sind diese beiden Streben fortgelassen und die Doppelzangen in Höhe der Kämpfer unterhalb der daselbst das Kranzende stützenden Fetten durchgeführt. Das Lehrgerüst für eine Brücke von 12 m Spannweite (Abb. 6) gleicht demjenigen für die Brücke von 10 m Spannweite, jedoch mit dem Unterschiede, dafs die Entfernung der Knotenpunkte des Kranzes nur etwa 1,6 m beträgt, so dafs im ganzen, einschliefslich der Fetten am Widerlager, 9 Fetten durch Streben oder Ständer zu unterstützen sind.

Das in Abb. 17 dargestellte Lehrgerüst der Brücke über den Schiffahrtskanal (24 m Spannweite, 6,75 m Pfeil) wird durch vier Pfahljoche und zwei vom Bau der Widerlager herrührende Bohlwerke unterstützt. Die beiden mittleren Joche liegen 8,5 m voneinander entfernt. Diese grofse Entfernung war erforderlich für das Durchlassen der Kanalfahrzeuge und bedingte die Ausführung eines einfachen Sprengwerkes zur Unterstützung der beiden mittleren Kranzfetten. Die Durchfahrt für die Schiffe hielt 3,0 m Höhe über Mittelwasser bei 7 m Breite. Um ein Eindringen der Schiffsgefäfse zwischen die Pfahlreihen der Binder zu verhindern, waren die Pfähle und Sprengstreben der mittleren Jochöffnung mit Bohlen verkleidet, wie Abb. 17 angibt, so dafs an der Verkleidung entlang eine bequeme Führung der Schiffe möglich war.

In den übrigen Teilen ist das Gerüst in bekannter Weise zusammengesetzt. Zu erwähnen bliebe nur noch Folgendes: Alle Kranzfetten, denen vermöge des seitlich einwirkenden Gewölbedruckes eine besondere Neigung zum Kanten innewohnte, wurden in jedem Binder durch seitlich angebrachte kurze Holzstempel, wie Abb. 17 *a* veranschaulicht, versichert. Jeder Stützpunkt eines Binders wurde in den beiden mittleren Jochen durch drei Pfähle, in den daneben liegenden durch zwei Pfähle gebildet, und jeder Pfahl hat bezw. 17 t und 15,5 t Last zu tragen. Die Binder wurden mit einer Überhöhung von 12 cm im Scheitel verzimmert. Aufserdem wurde dem Gewölbe in der Richtung senkrecht zur Bahnachse eine leichte Wölbung bis zu 5 cm gegeben und die hierfür erforderliche Überhöhung dadurch erreicht, dafs man unter den Kranzhölzern Späne aus hartem Holz auf die Fetten legte, deren Höhe nach der Mitte hin allmählich bis 5 cm zunahm. Da die Verblendquader an den Stirnen des Gewölbes nach unten um 4 cm über die Leibung des Ziegelsteingewölbes vortreten, so liegt die Schalung an den beiden Aufsenseiten entsprechend tiefer, was dadurch erreicht ist, dafs die Fetten an ihren beiden, über die äufseren Binder hervorragenden Enden oben um 4 cm abgearbeitet sind.

In Abb. 16 ist das Lehrgerüst für die schiefe Spreebrücke bei der Museumsinsel (zwei Öffnungen von 16,67 und 18,7 m lichte senkrechte Weite) dargestellt. Die gröfsere Öffnung hat in der Bauwerksachse gemessen eine lichte Weite von 23,2 m. Das Gewölbe ist zum gröfsten Teile aus Ziegeln hergestellt, jedoch nicht als eigentlich schiefes, sondern durch Aneinanderreihung von 11 Stück 1,705 m breiten, senkrecht gewölbten Gewölberingen gebildet. Es hat daher auch jeder Ring sein eigenes Lehrgerüst, bestehend aus zwei Bindern in 1,1 m Entfernung von Mitte zu Mitte. Zwischen diesen einzelnen Gerüsten ist bei der Ausführung aufser der Verbindung, die im unteren Teile durch die durchgehenden Holme der äufsersten Joche erzielt ist, auch in dem oberen Teile durch Zangen eine Verbindung hergestellt. Im übrigen ist das Gerüst ähnlich wie die vorhergehenden ausgeführt. Nur bliebe zu erwähnen, dafs man bei der Ausführung die vorgesehene seitliche Anblattung der Streben an den Kranz unterlassen und dafür eine Verbindung mittels eiserner Laschen und Schrauben vorgezogen hat. Der Kranz hat wegen der ungewöhnlichen Form der Gewölbeleibung eine besondere Einrichtung zum Abstimmen der Schalung erhalten. Jedes Kranzholz besteht nämlich aus zwei Teilen, zwischen denen zwei Doppelkeile von zusammen 6 cm Höhe eingelegt sind. Am unteren Teile sind auf beiden Seiten zwei Stück 6 cm

breite, 1,2 cm starke Flacheisen angebracht, die dem oberen Teile, sobald er durch das Antreiben der Keile in Bewegung gesetzt wird, zur Führung dienen.

Im allgemeinen kann über die Lehrgerüste der Brücken der Berliner Stadteisenbahn schliefslich noch bemerkt werden, dafs den Unternehmern bei der Ausführung überlassen worden ist, sämtliche Holzverbindungen ohne Anwendung von Zapfen, also stumpf mit Hilfe von Seitenlaschen, Spitzklammern und Beschlägen, herzustellen und dafs es Vorschrift war, die 4 bis 5 cm starken Schalbretter nicht über 10 cm breit und mit 4 cm Zwischenraum aufzunageln.

e) Wenn man die Kranzhölzer entsprechend stark macht, so kann bei grofser Weite und geringer Pfeilhöhe des Bauwerkes, wo Streben zweckmäfsig nicht mehr anwendbar sind, die Unterstützung auch durch entsprechend weit gestellte Ständer erfolgen (s. Taf. VI, Abb. 1). Eine ähnliche Ausführung zeigt Taf. XIX, Abb. 11 (Lehrgerüst einer Strafsenunterführung auf Bahnhof Hannover).

Besonders starke Kranzhölzer finden sich im Kranz des Lehrgerüstes der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn (Taf. XVIII, Abb. 4), das eine Vereinigung von Ständer- und Strebenwerk bildet.

Das Lehrgerüst hat 41 m Spannweite und besteht aus fünf in Abständen von 1,39 m aufgestellten Bindern. Das unterste Stockwerk der festen Unterstützung jedes Binders besteht aus Doppelständern mit gekreuzten Streben und aufgekämmten Schwellen. Über der tiefsten Stelle der Schlucht, wo der stützende Fels durch Ständer nicht mehr erreicht werden konnte, ist im Unterbau ein Sprengwerk eingeschaltet worden. Auf dem untersten Stockwerke des Unterbaues setzt sich ein zweites 5 m hohes Stockwerk aus einfachen, 5 m voneinander entfernten Jochwänden. Zwischen dem eben beschriebenen zweistöckigen Unterbau und dem beweglichen Oberteil des Lehrgerüstes sind 45 gufseiserne Sandtöpfe für die Ausrüstung angebracht.

Der Lehrbogen hat 11,33 m Pfeil und besteht wie der Unterbau aus zwei Stockwerken. Der obere Stock enthält vornehmlich die Streben, die sich auf die Joche des darunter liegenden Stockwerkes stützen. Jedes der 8 Kranzhölzer ist aus zwei durch Verzahnung und sechs Schraubenbolzen untereinander verbundenen, 26 cm starken Balken gebildet und wird sowohl in seiner Mitte, als auch an den Enden durch Streben gestützt. Mit Ausnahme der 30 cm starken Ständer des unteren Stockwerkes im Unterbau ist das Gerüst aus vierkantig beschlagenem Holze hergestellt. Die Querschwellen sind mit 30 cm im Geviert, die oberen Ständer, die Längsriegel, die Hauptstreben und Sprengwerkshölzer mit 26 : 30 cm, die Streben mit 20 : 24 cm und die Windsteifen mit 15 : 20 cm bemessen worden.

6. Taf. XIX, Abb. 9 stellt ein Lehrgerüst dar für eine Wegeüberführung der Rheinischen Eisenbahn von 14,58 m Weite, die über einen fertigen Einschnitt erbaut wurde. Die Enden des Kranzes setzen sich auf einen Grundmauerabsatz. Die beiden übrigen Stützpunkte eines Binders liegen über der Futtermauer des Einschnittsgrabens.

Taf. XIX, Abb. 10 zeigt das Lehrgerüst einer Wegeüberführung von 16,2 m Spannweite über einen noch unfertigen Einschnitt der Linie Wriezen-Frankfurt a. O. Der genügend feste Einschnittsboden wurde für die Unterstützung des Gerüstes mit ausgenutzt und deshalb so bearbeitet, dafs es möglich war, unter dem Scheitel und in der Nähe beider Widerlager unter jeden Binder Schwellen einzubetten, auf denen die Langschwellen zur Aufnahme der Ständer ruhen. Es sind im ganzen neun Fetten am Umfange des Kranzes vorhanden, von denen jede der beiden unteren an den Widerlagern durch in den Boden gerammte Pfähle unterstützt ist, während drei andere durch Ständer, zwei durch ein einfaches Sprengwerk und die letzten beiden durch Streben von den festen Punkten aus gehalten werden.

Auf Taf. XX sind besonders bemerkenswert die Lehrgerüste der Brücken von St. Waast (20 m), Lavaur (61,5 m) und Antoinette (47,4 m) auf der Eisenbahnlinie Montauban-Castres.

Die 20 m weiten Binder der St. Waast-Brücke (Abb. 4 *a*) sind Fächer-Strebenwerke. Die Streben setzen sich auf eine etwa 18 m lange, zweimal gestofsene Doppelschwelle, und 2 Reihen von Doppelzangen

im Verein mit Andreaskreuzen sorgen für Wahrung der Quersteifigkeit gegen Wind und sonstige Seitenkräfte. Die unteren Strebenenden vereinigen sich in der Bogenmitte zu einem gemeinsamen Stofse und stützen sich dort auf einen Holzrahmen, der von 2 Sandtöpfen getragen wird. Die Kranzenden ruhen auf je 1 Sandtopf in der Nähe der Widerlager.

Die Lehrgerüste der Brücken von Antoinette und Lavaur (Abb. 3 u. 5) besitzen Binder, die in ihren wesentlichen Teilen als Strebenwerke ausgebildet sind. Das Gerüst der Antoinette-Brücke ist ein reines Strebenwerk, während bei der Lavaur-Brücke das Strebenwerk nur im oberen Stockwerk rein, im unteren Stock dagegen mit Ständern untermischt ist. Die Hauptabmessungen u. s. w. sind vergleichsweise:

	Lavaur (61,5 m)	Antoinette (47,4 m)
a) Binderentfernung	1,50 m	1,40 m
b) Zahl der Stützpunkte auf Sandtöpfen	9	9
c) Gröfste Jochweite	9,10 m	7,40 m
d) Zahl der Kranzteile	18	12
e) Kranzholz:		
Stärke der mittleren Binder	25 cm	25 cm
„ „ Endbinder	20 cm	20 cm
Kleinste Höhe	46 cm einfach	53 cm doppelt
f) Schalhölzer:		
Stärke	10/14 cm	10/14 cm
Abstand im Scheitel	21 cm	30 cm
„ „ Kämpfer	35 cm	45 cm
g) Holzstärken:		
Streben der mittleren Binder	25/25 cm	25/25 cm
„ „ Endbinder	20/25 cm	20/25 cm
Strebenschwelle (gröfste Stärke)	25/30 cm	25/35 cm
h) Längste Hölzer (Zangen)	15/90 m	14/10 m
i) Blechlaschendicke	7 mm	5 mm.

Über den Schalhölzern ist durch Benageln mit 25 mm starken Latten eine Fläche geschaffen, auf welcher alle notwendigen Fugenrisse, sowie auch die Grenzlinien der (mit Anlauf versehenen) Stirnen genau vorgezogen wurden. Die Streben der Lavaur-Binder sind, wo es ging, senkrecht zur Wölblinie gestellt, um Biegungsspannungen zu vermeiden. In den Antoinette-Bindern ist immer eine um die andere Strebe derart gestellt. Dazwischen liegen je zwei Streben, die in nahezu gleichen Winkeln gegen den Kranz stofsen. Das Strebenwerk der Antoinette-Binder ruht unmittelbar auf den Sandtöpfen, während bei den Lavaur-Bindern, wegen ihrer grofsen Höhe, zwischen der Sandtopf-Reihe und der Schwelle des Strebenwerkes noch ein Stockwerk eingelegt ist, dessen Ständer und Streben in ihrer Mitte durch eine Zangenverbindung gesichert sind.

Die Zangenreihen und die Schalhölzer dienen zusammen mit Andreaskreuzen als Quer- und Windverbände. Aufserdem sind die Binder noch durch Drahtseile mit den Ufern verankert worden.

Die Verbindungen zwischen Kranz und Streben, in den Schwellen der Strebenwerke und in den Zangen sind mit Hilfe von Blechlaschen und Bolzen bewirkt. In allen Stofsfugen liegt zum Zwecke des Druckausgleichens ein 1 mm starkes Zinkblech. Weitere Einzelheiten vergl. § 25 bis 27.

Taf. XXI veranschaulicht das Lehrgerüst für das 21,6 m weite Nebengewölbe der Brücke über das Pétrusse-Tal bei Luxemburg. Es ist im wesentlichen dem Lehrgerüst der St. Waast-Brücke (Taf. XX) nachgebildet.

Auf Taf. XII ist das feste, 90 m weite Lehrgerüst der Syratal-Brücke bei Plauen i. V. dargestellt. Es enthält oberhalb der Ausrüstvorrichtungen fächerartige Strebenbündel und darunter ein sehr schweres Standgerüst mit 7 Stützpfeilern zwischen den beiden Widerlagsgerüsten.

2. Freitragende Lehrgerüste. Gesprengte Lehrgerüste (Taf. XIX, Abb. 1, 2, 7, 8, 12, 13, 14, 15, 18 und Taf. XX, Abb. 4) wurden bislang nur bis etwa 25 m Spann-

weite verwendet. Dabei werden zuweilen Strebenwerke benutzt, die in geeigneter Art gegen die Kämpfer abgestützt sind, meistens aber Sprengwerke. Es sollen zuerst die Anordnungen mit Strebenwerken besprochen werden.

a) Die unter den fest unterstützten Lehrgerüsten eingereihten 10 m weiten Binder der Talbrücke bei Münnerstadt (Taf. XIX, Abb. 4) gehören eigentlich auch hierher, wenn man von den nebensächlichen Stützpunkten über den Kämpfergesimsen absieht. Bei der Rümlinger Talbrücke (13 m) ist die Unterstützung des Strebenwerkes mit Hilfe eines einfachen Hängebockes ausgeführt (Taf. XVIII, Abb. 7).

Gut ausgebildet sind die Binder des Lehrgerüstes der Waast-Brücke (20 m), bei denen ein Sprengwerk zur Unterstützung des Strebenwerkes verwendet ist. Die Abb. 4 *b* und 4 *c* auf Taf. XX zeigen Einzelheiten, die an sich verständlich sind.

b) Taf. XIX, Abb. 8 stellt ein freitragendes Lehrgerüst dar für Weiten von 1 bis 2 m (vergl. auch Abb. 30 u. 31, S. 308). Der Kranz eines Binders besteht aus einer doppelten Lage von 3 bis 4 cm starken miteinander vernagelten Bohlen; die Schalbretter sind 4 bis 5 cm breit und hoch und liegen in Zwischenräumen von 2 bis 4 cm. Die Binder stehen in Entfernungen von 1,25 bis 1,50 m und setzen sich auf je zwei Doppelkeile, unter denen ein 10 : 10 cm starker Balken, der von ebenso starken Ständern am Widerlager unterstützt wird, senkrecht zur Binderebene durchgeht.

Für gröfsere Weiten als 2 m verstärkt man jeden Binder noch durch einen Balken, der zwischen die Kranzenden und die Keile zu liegen kommt und setzt im Scheitel eine Stütze ein (Taf. XIX, Abb. 7). Bei Weiten über 3 m bis zu 7 m Weite würden bei dieser Anordnung die beiden Kranzhölzer zu unförmlich ausfallen. Man führt daher zweckmäfsig fünf Knotenpunkte ein, nimmt ferner zur Unterstützung des Balkens einen einfachen Hängebock zu Hilfe und überträgt die Last der zwischen Scheitel und Kämpfer eingeschobenen Knotenpunkte durch eine Strebe (auch Doppelzange) auf die Streben des Hängewerkes. Als Beispiel für diese Anordnung dient Taf. XIX, Abb. 2 (Gerüst einer Unterführung der Rheinischen Eisenbahn, 6,50 m Spannweite).

Will man für Spannweiten von 5 m bis 7 m ein Hängewerk noch nicht in Anwendung bringen, so kann man auch die in Abb. 22 *d* (S. 296) dargestellte Anordnung bei der Westminster-Brücke wählen.

c) Die oben beschriebene Anwendung eines einfachen Hängebockes mit fünf Knotenpunkten des Kranzes bildet den Übergang zu der eigentlichen Grundgestalt der freitragenden Lehrgerüste für Spannweiten von 5 m bis 15 m, wie sie bei einer grofsen Zahl von Talbrücken wiederkehrt (Solémy-Talbrücke, Taf. XVII, Abb. 1, — Morlaix-Talbrücke, Taf. XVIII, Abb. 3, — Indre-Talbrücke, Taf. XVIII, Abb. 5, — Brücke auf dem Bastillenplatz zu Paris, Taf. XVI, Abb. 10, — Marnheimer Talbrücke der Pfälzischen Ludwigsbahn, Taf. XIX, Abb. 1).

Der in jedem Binder unter der Ausrüstungsvorrichtung liegende Balken ist kein notwendiger Teil des Binders. Die Ausrüstungsvorrichtung kann auf ausgekragte Steine, eingemauerte Schienen u. s. w. gestellt werden. Die Balken bieten aber bei Ausführung hoher Talbrücken insofern eine grofse Bequemlichkeit, als man auf ihnen eine Plattform für das Aufstellen, Ausrüsten und Abbrechen der Binder errichten kann. Man sieht deshalb die Balken bei vielen Talbrücken, z. B. den Solémy- und Morlaix-Talbrücken und bei der Brücke des Bastillenplatzes. Bei den unteren Bögen der Morlaix-Talbrücke (13,47 m Spannweite) waren die Balken in der Mitte von der Talsohle aus noch durch Ständer unterstützt.

Die allgemeine Anordnung der Dreiecks-Sprengwerke vergl. § 13. Von etwa 10 m Spannweite ab werden die zu lang werdenden Hauptstreben gegen seitliche Ausbiegung zu versteifen sein.

Eine etwas abweichende Anordnung zeigen die Binder der Fure-Talbrücke (Abb. 12, Taf. XIX, 14 m Spannweite), deren Kranz durch Strebenwerk nach Art der Perronetschen Binder (S. 297) getragen wird.[37])

d) Bei freitragenden Lehrgerüsten über 15 m Spannweite wird der Kranz in der Regel in mehr als vier Teile zerlegt.

Bei den in Taf. XIX, Abb. 14 dargestellten, 18 m weiten Bindern (Wegeunterführung von Lehbach nach Mahlstadt auf der Saarbrücken-Trierer Eisenbahn) zeigt der Kranz acht Teile. In den unteren Teilen der Binder sind die wagerechten Schubkräfte durch Querhölzer ausgeglichen und im oberen Gewölbedrittel, wo Querhölzer schon zu spitz in den Kranz schneiden würden, ist ein Sprengbock eingelegt.

Die Durchführung der beiden wagerechten Hölzer, die in ihrem Zusammenhange mit den dazwischen liegenden Streben wie ein Brückenträger wirken, erhöht die Unwandelbarkeit des Gerüstes, besonders was die Scheitelsenkung anlangt, bedeutend. Die Stöfse und Versatzungen sind sämtlich stumpf (ohne Zapfen) mit zwischengelegten Eisenblechen ausgeführt und seitliche Verschiebungen der Hölzer teils durch 20 mm starke Schraubenbolzen, teils durch Spitzklammern und Laschen verhindert.

Der Kranz besteht im Querschnitt aus einem 24 : 15 cm starken Holze, das auf beiden Seiten durch einen aus je drei 2,5 cm starken Lagen gebildeten Bohlenbogen verstärkt ist. Die Ständer der beiden Stützen am Widerlager sind doppelt, 20 : 20 cm stark und erleiden einen Druck von 31 kg/qcm. Der Druck auf den mit Eisenring versehenen Eichenholzstempel der Sandtöpfe beträgt bei der Ausrüstung 72 kg/qcm. Über und unter den Sandtöpfen liegt senkrecht zur Gewölbestirn eine Eichenbohle von 10 : 38 cm Querschnitt.

Beim Lehrgerüst der Comelle-Talbrücke auf der Linie Paris-Creil (Taf. XIX, Abb. 13, 19 m Spannweite) sind wagerechte Hölzer nicht vorhanden.

Der Kranz ist in acht Teile eingeteilt, im übrigen gleichen die Binder der Grundgestalt für Weiten von 5 bis 15 m, weil der Hängebock hervortritt, gegen dessen Streben die Zwischenknotenpunkte abgestützt sind. Die Hauptstreben sind in einer Länge von 11,12 m aus einem Stücke hergestellt und haben im unteren Teile 30 : 30 cm, im oberen 20 : 20 cm Stärke. An der unteren Fläche sämtlicher Hauptstreben sind Andreaskreuze von 20 : 10 cm starken Hölzern angebracht.

Bei den Bindern des Lehrgerüstes von der Aulne-Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 1, 22 m Spannweite) ist mit Recht Wert auf die Durchführung von wagerechten Hölzern gelegt. Aufserdem hat man vorsätzlich lange Hölzer eingelegt, um die Zahl der Stofsfugen zu verringern.

Der Kranz ist in sechs Teile eingeteilt. Hauptteile sind: zwei Paar Hauptstreben (9,35 m bezw. 10,55 m lang), zwei Paar Doppelzangen (13,9 m bezw. 17,77 m lang), eine mittlere Hängesäule und zwei an diese schliefsende Kopfbänder. Dazu kommen noch die unter den Kranzhölzern liegenden Nebenstreben. Die Binder setzen sich an den Auflagern auf zwei Doppelreihen von Schwellen, zwischen denen die Ausrüstungsvorrichtungen (Sandtöpfe) liegen. Die untere Schwellenreihe wird von sechs Stück durch das Mauerwerk reichenden Schienen getragen.

Das Lehrgerüst kam 45 m hoch über Terrain zu liegen. Deshalb wurde eine besonders starke Windverstrebung nötig, hergestellt durch sechs wagerechte Fetten und drei Andreaskreuze, von denen das eine in einer senkrechten Ebene zu beiden Seiten der mittleren Hängesäule und jedes der beiden andern 45° geneigt unter der Unterfläche der inneren Hauptstreben befestigt war. Unter der Annahme, dafs schon ein starker Windstofs erfolge, wenn das Lehrgerüst noch nicht eingeschalt und nur erst die Befestigung der beiden grofsen, in 45° Neigung liegenden Andreaskreuze ausgeführt sei, berechnete man die durch den Gesamtdruck des Windes von ca. 23 t in den 20 : 10 cm starken Windstreben herbei-

---

[37]) Ähnliche Anordnungen s. Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 70. Deplaces, Cintre retroussé en demi-cercle de 14 m de portée. — S. 115. Magnus, Cintre retroussé en anse de panier de 17 m d'ouverture.

geführte gröfste Spannung mit 48 kg/qcm, wobei der Winddruck senkrecht zur Stirnfläche des ersten Binders 150 kg und für alle folgenden 75 kg/qm gerechnet war.

Das letzte Beispiel der auf Taf. XIX verzeichneten Lehrgerüste bildet das Gerüst vom Bau der Moselbrücke bei Pfalzel auf der Moselbahn (Abb. 15, 22 m Spannweite, 4,85 m Pfeil).

Es sind in jedem Binder 11 Knotenpunkte vorhanden, in denen Doppelstreben die Kranzhölzer umfassen. Zwischen dem ersten und zweiten Knotenpunkte, etwa 0,75 m über dem Kämpfer (der für die Moseldampfschiffe freizulassenden Durchfahrt entsprechend), geht ein Balken durch, in den sich die vier von den Knotenpunkten 4, 6 u. 8 ausgehenden einfachen Streben mit Versatzung setzen. Die Last von den Knotenpunkten 2, 3, 5, 7, 9 u. 10 wird durch die Doppelstreben übertragen, die an den Überschneidungsflächen sowohl mit den einfachen Streben, als auch mit dem Balken verbolzt sind. Vom Balken aus wird die Last auf die Lager auf jeder Seite mit Hilfe dreier Streben übergeführt. Die übrigen Einzelheiten sind aus der Zeichnung zu entnehmen.

Beim Lehrgerüst der Warthebrücke bei Wronke auf der Stargard-Posener Eisenbahn (23,22 m Spannweite, 4,39 m Pfeil), Abb. 26, S. 297, sind 13 Knotenpunkte im Lehrbogenkranze mit Hilfe von drei Haupt- und zwei Nebensprengwerken gegen die Lager abgestützt worden.

e) Eiserne oder zum Teil eiserne Lehrgerüste sind auf Taf. XX gezeichnet. Solche Gerüste wird man in der Regel nur dann verwenden, wenn eine Notwendigkeit dazu vorliegt, denn sie sind meist teurer als ganz hölzerne Gerüste, unbequemer in der Beschaffung und haben dabei keine erheblichen Vorzüge gegenüber gut ausgeführten Holzbauten. Wenn man eiserne Lehrgerüste, wie das zuweilen geschehen ist, öfter wieder verwenden kann, so ist das eine Annehmlichkeit, die in gewissen Grenzen auch bei Verwendung von Holz zu haben ist.

Taf. XX, Abb. 1 stellt die eisernen Binder vom Bau der Langen Brücke in Köpenik dar (18 m weit). Eisen mufste in der Schiffahrtsöffnung verwendet werden, weil in Holz die verlangte lichte Durchfahrtshöhe nicht wohl zu erlangen gewesen wäre. Die in Abständen von 1,8 m liegenden 6 Binder sind Netzwerk-Bogenträger und tragen unmittelbar die 8 cm starken Schalhölzer. Ihre Verbindung untereinander erfolgte durch Winkel- und Flacheisen. Die obere gekrümmte Gurtung besteht aus zwei Winkeln ($100 \times 100 \times 10$ cm), zu denen im mittleren Teile (auf 4,6 m Länge) noch ein hochkantiges Flacheisen (100×13 cm) tritt. Untergurt: 2 Winkel ($70 \times 70 \times 8$ cm); Wandstäbe: in der Mitte Winkel ($50 \times 50 \times 5$ cm), an den Widerlagern desgleichen ($60 \times 60 \times 6$ cm). Jeder Binder ruht auf 4 Sandtöpfen, und etwa eintretende Seitenschübe sind (wie die Abb. 1 erläutert) mit Hilfe von 2 stellbaren Zugeisen auf die festen Widerlager übertragen. Das Gewicht eines Binders, der durch Lösen einzelner Niete in 3 Teile zerlegt werden konnte, betrug 1,34 t.

Taf. XX, Abb. 2 zeigt das eiserne Lehrgerüst der Gertraudten-Brücke in Berlin. Es ist wohl das erste Lehrgerüst, dessen Binder als Auslegeträger gebildet sind. Die Binder sind Blechträger mit einem nach der Wölblinie gekrümmten Obergurt und gebrochenem, geraden Untergurt. In den Brechpunkten ist ein Mittelträger federnd eingehängt. Uns erscheint die Anwendung von Gelenken in Lehrgerüstbindern nicht nachahmenswert und bedenklich. Es ist nicht einzusehen, warum man statt der beweglichen Gelenke nicht feste Vernietung vorgezogen hat. Denn unter der Gewölbelast mufste über den Gelenken eine stärkere Senkung des Kranzes eintreten, als an anderen Punkten. Schädliche Risse oder dergleichen waren bei der gewöhnlichen Wölbweise hier also zu erwarten. Jedenfalls würde es sich empfohlen haben, über den Gelenkpunkten offene Stellen im Gewölbe zu belassen, die erst kurz vor Vollendung der Wölbung zu schliefsen gewesen wären (vergl. § 23).

Die Veranlassung zur Verwendung von Eisen war, wie im vorigen Falle, die Notwendigkeit, eine lichte Durchfahrtshöhe von über 3 m, vom Wasserspiegel + 32,28 m gemessen, zu erhalten. Die Eisen-

träger sind an 4 Punkten auf Schraubensätzen mit Hilfe eines Holzunterbaues gestützt, der einerseits auf der mit dem Widerlager verankerten Spundwand, anderseits auf je einer Pfahlreihe ruht. Die Pfähle sind in je 2 m Abstand eingerammt und mit der Spundwand durch Steifen und Zangen zu einer festen Plattform verbunden, auf welcher die zur Ausrüstung des Oberteiles dienenden Schraubensätze Platz finden. Die Schraubenspindeln der mittleren Stützen, die 10 t zu tragen haben, sind doppelt angeordnet (Abb. 2^b^).

Die 2 m weit voneinander gestellten eisernen Binder sind untereinander an den Enden und Gelenkpunkten durch kleine Längsträger verbunden, von denen die durch die Gelenkpunkte gehenden in ihrer Mitte Zwischen-Mittelträger aufzunehmen haben, um die auf einen Mittelträger kommende Gewölbelast zu verkleinern (Abb. 2^b^). Zwischen den Gelenken liegen über den Längsträgern Kranzhölzer mit der Schalung. An den beiden Auslegern sind je 3 besondere Winkellappen vernietet, auf die sich Längshölzer stützen, die zum Tragen der Kranzhölzer dienen (Abb. 2^a^). Eine seitliche Verschiebung der Längshölzer wird durch Winkelsteifen der Blechwand verhindert (Abb. 2^c^).

Eine Verankerung der Ausleger am Widerlager war nicht erforderlich, weil das Einwölben gleichmäfsig von den Widerlagern aus erfolgte, wobei stets das nötige Übergewicht auf den Seiten der Kämpfer war. Das Gesamtgewicht des Eisens belief sich auf 34,6 t.

Die eisernen Binder sind bei der Oberbaum-Brücke in Berlin wieder verwendet worden, aber mit einigen Abänderungen.

Bei der Kaiser Wilhelm-Brücke (22,2 m weit) und der Luther-Brücke (17 m weit) in Berlin wurden die Lehrgerüste nur in ihrem mittleren Teile aus Eisen hergestellt.

Das Lehrgerüst der Kaiser Wilhelm-Brücke (Abb. 7, Taf. XX) ist sehr stark gebaut. Es ruht auf 10 Stützpunkten, von denen die beiden mittleren die etwa 6 m breite Durchfahrt begrenzen, zu welchem Zwecke diese beiden Stützen auch als Lager für die Enden von Walzträgern dienen, auf welchen der mittlere Teil des Kranzes gelagert ist.

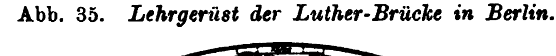
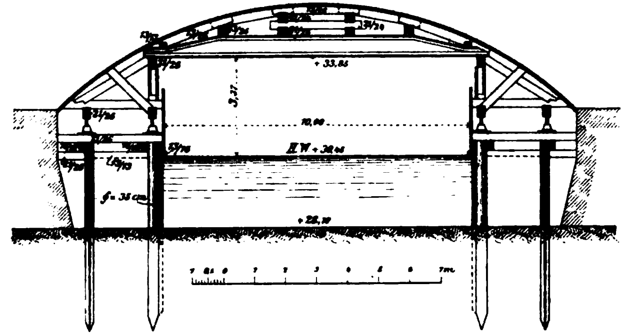


Abb. 35. *Lehrgerüst der Luther-Brücke in Berlin.*



Die Einrüstung der 10 m weiten Durchfahrt bei der Luther-Brücke ist mit Hilfe von an ihren Enden abgeschrägten Blechträgern erfolgt (s. Abb. 35).

Das auf Taf. XXII mit den wichtigsten Einzelheiten dargestellte Lehrgerüst der grofsen Öffnung der Brücke über das Pétrusse-Tal bei Luxemburg ist besonderer Beschreibung wert.

Die Wahl des Systems wurde einerseits beeinflufst durch die Art der Gewölbeherstellung (Wölben in drei Ringen, § 23), anderseits mit Rücksicht auf die notwendige Wiederverwendung des Lehrgerüstes beim Bau einer in der Nähe liegenden Brücke. Das System erscheint als ein gegliederter Auslege-Bogenträger, dessen Bogenkräfte (wagerechte Schübe) mit Hilfe von Spannkabeln unschädlich zu machen gesucht sind.

Als Hauptstützpunkte dienen zwei Steinpfeiler, die in 57 m von Mitte zu Mitte entfernt auf Felsen gegründet sind (Abb. 1). Sie tragen fünf Binder, zwei äufsere und drei innere, je 1,60 m voneinander entfernt.

Der Untergurt jedes Binders bildet ein Vieleck von 9 Stäben, von denen ein jeder im Querschnitt ein verstärkter Balken ist (Doppelbalken von 2 × 38 cm Höhe). Die Balken stofsen unter einem Winkel von 18° 30' stumpf gegeneinander. Einen eben so grofsen Winkel bilden die Balken der Endfelder mit der Stützpfeiler-Lotrechten. — Die Einzelheiten der Stützung sind aus Abb. 13, Taf. XXII zu entnehmen. Es ist dabei eine Art von Kämpfergelenk hergestellt worden, indem man das Ende eines Untergurtbalkens zylindrisch rundete und in eine entsprechende, durch eine 7 mm starke Bleiplatte bedeckte und geschützte Höhlung eines Sattelholzes fassen liefs. Unter diesem liegen Eichenholzkeile für das Ausrüsten (§ 25) u. s. w. Aufserdem sind die stützenden Teile mit dem Pfeiler verankert.

Um die wagerechten Abstände der Untergurtknoten beider Hälften eines Binders in möglichst guter Lage zu erhalten, sind zwischen ihnen stellbare Drahtkabel gespannt (aus je 37 bis 61 Drähten, 39 mm stark, bestehend). In den Knoten k_5 und k_6 laufen diese Kabel strahlenförmig von der Spitze eines bockähnlichen Hilfsgerüstes aus, das mit dem oberen wagerechten Doppelbalken des Untergurtes verbunden ist, wodurch dieser Balken eine bedeutende Verstärkung erhält und der Senkung des Binderscheitels entgegengearbeitet wird. Wegen der Einzelheiten der Kabelfassungen und deren Befestigung mit den Knoten sind die Abb. 7, 10 und 11 bis 13 der Taf. XXII zu vergleichen.

Zwischen den Untergurtbalken und dem Kranze spannen sich fächerartig die Ständer und Streben der Binderwand. Die Kranzhölzer tragen sich auf 4,45 m bis 4,6 m frei. Einzelheiten der Kranzknoten in Abb. 4, 5, 8 und 9. Jeder Kranz ist über die Endfelder der Binder hinaus bis zum festen Felsboden verlängert (Knoten k_4), wobei für u mit Rücksicht auf das Ausrüsten (Abb. 1 u. 9) eine Stützung mit Hilfe eines Schraubenuntersatzes geschaffen ist.

Die Stärken der Binderhölzer sind nur für die Last des ersten Gewölberinges berechnet, so dafs der Holzaufwand nicht ganz $^1/_8$ cbm auf 1 cbm Gewölbeinhalt beträgt. Starke Biegungen einzelner Teile unter der Gesamtlast des Gewölbes werden daher wohl nicht ausgeblieben sein. Der als Quelle benutzte Baubericht[38]) sagt darüber nichts.

Die Windverstrebungen sind in gewöhnlicher Weise angebracht: Zangen ohne Kämmung mit den Wandgliedern verbolzt. Über alle Binder reichende Andreaskreuze, auf der Oberfläche jedes Balkenfeldes ein Untergurt. Dazu kommt noch ein besonderer Windverband mit Hilfe von Spannseilen (Abb. 1 u. 3), um die lotrechte Stellung aller Binder (auch bei der Aufstellung) zu wahren. Die Seilenden sind an natürlichen Widerlagern (Festungsmauern in der Nähe) oder an eigens dazu hergestellten Betonklötzen schleifenartig verankert.

Alles Holz arbeitet nur auf Druck. Verschneidungen (auf Zug) wurden gemieden. Zwischen den stumpfen Stöfsen lagen Zinkbleche. Knotenverbindungen durch Überlegen von Blechplatten und Bolzenbefestigung. Über Holz- und Eisenbedarf und Arbeitsleistungen beim Bau der Pétrusse-Brücke vergl. § 34 bis 35.

Literatur, Lehrgerüste betreffend:

Navier, Resumé des leçons données à l'école des ponts et chaussées sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines 1826—1838. Deutsch von Westphal, 1851, S. 317, II. Aufl. 1879.

Bauernfeind, Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde 1853, II. Aufl. 1871.

Culmann, Theorie der Lehrgerüste. Im Programme der polyt. Schule zu Zürich 1857/58.

Mathieu, Étude sur la construction des cintres des voutes et ponts. Nouv. ann. de la constr. 1862, S. 92.

Gesprengtes Lehrgerüst mit eisernem Zugband. Nouv. ann. de la constr. 1868, S. 91.

Morandière, Cintres, échafaudages et pont de service du pont de Montlouis sur la Loire. Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 97.

Bukowsky, Über die Ausführung der Lehrgerüste für gewölbte steinerne Brücken. Mitteilungen d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen 1870, S. 49.

Dupuit, Traité de l'équilibre des voutes 1870, S. 266.

Über Versetz- und Lehrgerüste. Engineer 1873 I. S. 47, 62 u. a.

Heinzerling, Theorie und Anordnung der Lehrgerüste gewölbter Brücken. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 321.

Wittmann, Über den Druck der Gewölbe auf die Lehrgerüste. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1874, S. 52 und 1875, S. 95.

Winkler, Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule in Wien. Lehrgerüste steinerner Brücken. (Für die Hörer des Verfassers als Manuskript gedruckt.) 1875.

Heinzerling, Die Brücken der Gegenwart. III. Abt. Hölzerne Brücken und Lehrgerüste. 1876, S. 14, 21 u. 31.

Deutsches Bauhandbuch 1877, Bd. III, S. 332.

Lehrgerüste der Brücke über den Medway bei Maidstone (schmiedeiserne Blechbogen). Scientific american, Suppl. 1877, Nov. S. 1541.

Stübben, Mitteilungen über einige ausgeführte Lehrgerüste gröfserer Spannweite. Rombergs Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1878, S. 85.

Wilke, Lehr- und Arbeitsgerüste. Zeitschr. f. Bauhandw. 1879, S. 137.

[38]) Fonck, Le nouveau pont sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg. Bulletin mensuel, Organe officiel de l'Association des ingénieurs luxembourgeois 1901, No. 5 u. 1902, No. 1.

Handbuch der Baukunde. III. Abt. Baukunde des Ingenieurs 1892. Housselle, Der Brückenbau, S. 302 bis 314.
Kikkawa, Rack Railway in Japan. Engineering 1894 II. S. 508. Abbildung von Bambus-Lehrgerüsten.
Über dem Gewölbe liegende, schwimmende Lehrgerüste. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1897, S. 63.
Lehrgerüst für die Wienflufs-Einwölbung. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 273.

D. Eigentliche Bauarbeiten.

§ 18. Allgemeines. Die Bauzeit einer grofsen Brücke bestimmt man nach Baujahren und für jedes Baujahr trifft man besondere Mafsnahmen über die zweckmäfsige Aufeinanderfolge der Bauarbeiten. Im allgemeinen sollen die Arbeiten auf die verschiedenen Jahreszeiten sich wie folgt verteilen:

In den Frühjahrsmonaten: Inangriffnahme des Baues, Gründungsarbeiten u. s. w.;
in den Sommer- und Herbstmonaten: Aufführung der Widerlager und Pfeiler bis über den höchsten Wasserstand;
in den Wintermonaten: Anfertigung der Rüstungen, Beschaffung der Materialien, Herstellen und Ausbessern der Baugeräte.

Die richtige Ausnutzung der Bauzeit und der Jahreszeiten ist auf den ordnungsmäfsigen Fortgang des Baues von erheblichem, oft entscheidenden Einflufs.

Der Inangriffnahme der Bauarbeiten geht das Abstecken des Bauwerkes und das Festsetzen der Höhenlage, nicht minder auch das Einrichten des Bauplatzes (s. § 6) vorauf. Die Gründung darf erst erfolgen, wenn die Ergebnisse der Untersuchung des Untergrundes feststehen. Dann folgt die Ausführung der Widerlager und Pfeiler bis zur Kämpferhöhe und gleichzeitig das Hochführen der etwa dazu erforderlichen Gerüste, ferner das Aufstellen der Lehrgerüste, Herstellen und Ausrüsten der Gewölbe. Die Vollendungsarbeiten erstrecken sich auf Hintermauern des Gewölbes, Gewölbeabdeckung, Aufmauern der Stirnen, Versetzen der Brüstungen und Geländer, Aufbringen der Fahrbahn u. s. w., das Ausfugen und Beseitigen der Gerüste.

Da die Ausführung sich im allgemeinen nach bestimmten, von der Bauverwaltung zu erlassenden technischen Bedingungen regelt, so erscheint es zweckmäfsig, die nachfolgende Beschreibung der Arbeiten mit der Besprechung einiger Beispiele von solchen Bedingungen für kleine und grofse Brücken einzuleiten.

§ 19. Besondere technische Bedingungen.[39]) Es ist zur Zeit noch Gebrauch, in die besonderen technischen Bedingungen auch allgemeine Bestimmungen über Art der Verdingung, Gewährleistung, Regelung der Zahlungen u. s. w. aufzunehmen. Zweckmäfsiger erscheint es, solche allgemeine Bestimmungen, die nicht allein für den Bau einer Brücke, sondern für Ausführungen aller Art gemeinsam sind, von den rein technischen Bedingungen, die jedesmal dem vorliegenden Falle anzupassen sind, zu trennen.

---

[39]) Von mehr als blofsem geschichtlichem Interesse sind auch die in Perronet's Werken in gröfster Ausführlichkeit mitgeteilten Baumafsnahmen und technischen Bedingungen für Ausführung der Arbeiten an der Neuilly- und Mantes-Brücke. Sie könnten stellenweise noch heute als Muster dienen. — Die technischen Bedingungen für den Bau der berühmten Chester-Bridge über den Dee finden sich in dem Werke von Hann und Hosking, The theory, practice and architecture of bridges etc. Vol. II, Suppl. I., desgl. der London-Bridge: Cresy, An encyclopaedia etc. Vol. I, S. 455. Technische Bedingungen für den Bau der französischen Brücken enthält auch Goschler, Traité pratique etc. Vol. I, S. 479 u. 500; für englische Brücken Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 323 (Meyer, Über englische Eisenbahnbrücken), ferner Engineer 1878, I. S. 148. Moorswater-Viadukt der Cornwall-Bahn, ebendaselbst 1882, II. S. 291; Putney-Brücke, London; für amerikanische Brücken Scientific american, Suppl. Nov. S. 1541, 1877, Brücke über den Medway zu Maidstone, und Steiner, Über Brückenbau in den Vereinigten Staaten u. s. w. 1878, S. 36.

In den folgenden Beispielen sind von denjenigen Paragraphen, die allgemeine Bestimmungen enthalten, nur die Überschriften an betreffender Stelle angegeben; die technischen Vorschriften sind dagegen im Wortlaut mitgeteilt.

Das erste Beispiel bezieht sich auf den Bau einer Reihe von kleinen Brücken, die in einer Eisenbahnlinie liegen.

I. Besondere Bestimmungen

für die

Ausführung von Brücken und Durchlässen und von Wege-Über- und Unterführungen auf der Strecke von . . . bis . . . der Zweigbahn . . . .

§ 1. Gegenstand der Unternehmung.

Gegenstand der Unternehmung ist die Ausführung der Maurerarbeiten zur Herstellung der Brücken und Durchlässe, sowie der Wege-Über- und Unterführungen, die in dem beigefügten Verzeichnisse besonders aufgeführt sind, nach den anliegenden . . . Blatt Zeichnungen und den zugehörigen, ebenfalls anliegenden Massenberechnungen und Beschreibungen und dem Preisverzeichnisse, einschliefslich der Lieferung der Abdeckplatten für die Pfeiler, die Flügel, Stirn- und Brüstungsmauern u. s. w., und der Flügelanfangssteine und ausschliefslich sämtlicher anderen Material-Lieferungen an Steinen, Kalk, Sand und Zement, unter den allgemeinen Bedingungen für die Ausführung der Bauarbeiten u. s. w., und unter den nachstehenden besonderen Bedingungen.

§ 2. Verdingung der Arbeiten.

§ 3. Sicherstellung.

§ 4. Abschlagszahlungen. Schlufszahlung.

§ 5. Vollendungstermine. Preisermäfsigung.

§ 6. Art der Ausführung im allgemeinen.

Kein Mauerwerk darf begonnen werden, bevor dessen Mittelachse durch die Bauverwaltung abgesteckt und die Art und Tiefe der Gründung besonders angeordnet ist. Bevor mit dem Einbringen des Grundmauerwerkes oder Betons in die Baugrube begonnen wird, mufs der Unternehmer dem Streckenbaubeamten anzeigen, dafs die Baugrube fertig ausgehoben ist. Durch diesen Beamten erfolgt alsdann die Abnahme der Gründungstiefe, die der Unternehmer jedesmal schriftlich anzuerkennen hat.

Erst nach dieser Anerkennung darf mit der Gründung begonnen werden. In gleicher Weise soll die Abnahme und schriftliche Anerkennung der Höhenlage eines jeden Bankett- oder Mauerabsatzes erfolgen. Weicht der Unternehmer von diesen Bestimmungen ab, und beginnt er mit einer der erwähnten Arbeiten vor erfolgter Abnahme, oder ist er bei der Abnahme nicht selbst zugegen oder durch einen Bevollmächtigten vertreten, so sind die bezüglichen Aufzeichnungen des Baubeamten allein für die Abrechnung mafsgebend und verzichtet der Unternehmer auf jeden Einspruch gegen deren Richtigkeit. Der Unternehmer stellt sämtliche zu den Absteckungen und Abnahmen nötigen Arbeitskräfte, Geräte und Instrumente unentgeltlich.

Die Bauverwaltung liefert in der Regel sämtliche Baumaterialien, mit Ausnahme der Abdeckplatten und der Flügelanfänger (pos. . . des Preisverzeichnisses) auf einen in möglichster Nähe der Baustelle belegenen Lagerplatz. Der Unternehmer hat in der Regel jene Abdeckplatten und Flügelanfänger zu liefern und sämtliche Arbeiten nebst allen dabei vorkommenden Nebenarbeiten auszuführen, einschliefslich Beschaffung des dazu erforderlichen Wassers, derart, dafs sie zu den im Preisverzeichnisse angesetzten Preisen ganz fertig hergestellt werden. Namentlich gilt dies auch für die Bereitung des Mörtels und hat der Unternehmer in jedem einzelnen Falle besondere Anweisungen der Bauverwaltung über die Mischungsverhältnisse der Bestandteile einzuholen und hiernach den Mörtel entweder als Kalkmörtel aus Kalk und Sand, oder als Zementmörtel aus Zement und Sand, oder als verlängerten Zementmörtel (1 Teil Zement, $2^1/_2$ Teile Kalk mit entsprechendem Sandzusatz) ohne Unterschied des Preises zu bereiten.

Der Unternehmer hat unentgeltlich dafür zu sorgen, dafs an denjenigen Stellen, wo der Verkehr während des Baues gefährdet werden könnte, rechtzeitig geeignete Vorkehrungen durch Einfriedigen und Erleuchten u. s. w. der Arbeitsplätze, zur Abwendung von Verkehrsstörungen oder Gefahr getroffen werden.

Nach Beendigung des Baues hat der Unternehmer nicht nur die Baustellen unentgeltlich gänzlich zu räumen, zu reinigen und zu ebnen, sondern auch die Materialien-Lagerplätze, derart, dafs alle etwa übrig bleibenden Baumaterialien und Überreste nach näherer Vorschrift beseitigt oder ordnungsmäfsig aufgesetzt werden.

Zu § 6 ist zu bemerken, dafs die vorgeschriebene schriftliche Anerkennung der Höhenlage jedes Gründungsabsatzes oder dergl. seitens des Unternehmers wohl etwas viel verlangt ist. Es lassen sich die genauen Gründungstiefen und Mauermassen in Übereinstimmung mit dem Unternehmer wohl auf weniger umständlichem Wege feststellen (vergl. § 7 der besonderen Bedingungen unter II).

§ 7. Art der Ausführung im besonderen.

Im besonderen wird zu den einzelnen Posten des Preisverzeichnisses folgendes bemerkt:

Zu pos. . . . Die Baugruben dürfen nicht weiter und nicht tiefer gemacht werden, als die Beschaffenheit des Bodens und die Möglichkeit einer bedingungsmäfsigen Ausführung der Maurerarbeiten dies nach dem Ermessen der Bauverwaltuug durchaus nötig macht. Die Sohlen der Gründungsgruben oder deren einzelne Abtreppungen müssen stets wagerecht abgeglichen werden.

Zu pos. . . . Während der Ausführung der Gründung mufs die Baugrube stets trocken gehalten werden, und zwar, nach Mafsgabe der örtlichen Verhältnisse und nach dem Ermessen der Bauverwaltung, entweder durch Ableitung des Wassers mittels Gräben, oder durch Ausschöpfungen. Die Kosten der Ausschöpfungen, soweit solche von der Bauverwaltung für nötig erachtet werden, übernimmt diese letztere derart, dafs der Unternehmer die erforderlichen Arbeiter und die gewöhnlichen Schöpfvorrichtungen (einfache Handpumpen, Eimer, Wurfschaufeln, Rinnen u. s. w.) vorhält, wogegen ihm der Tagelohn der Schöpfmannschaften nach dem Preisverzeichnisse vergütet wird. Es dürfen niemals mehr und niemals weniger Arbeiter bei den Ausschöpfungen beschäftigt werden, als nach dem Ermessen der Bauverwaltung zum ungehinderten Fortgange des Arbeitsbetriebes erforderlich sind. Beschäftigt der Unternehmer mehr Arbeiter, so hat er die Tagelöhne für die zuviel beschäftigten ohne Entschädigung selbst zu zahlen.

Zu pos. . . . Das Grundmauerwerk der Brücken und Durchlässe soll in der Regel aus gesprengten Feldsteinen oder Bruchsteinen in reinem Zementmörtel, das der Wege-Über- und Unterführungen ebenso in verlängertem Zementmörtel ausgeführt werden.

Zu pos. . . . Das aufgehende Mauerwerk der Brücken und Durchlässe soll unter dem mittleren Wasserstande in reinem, darüber in verlängertem Zementmörtel hergestellt werden. Wird es aus Ziegelsteinen ausgeführt, so sind diese sorgfältig nach besonderer Vorschrift auszusuchen, namentlich dürfen die weniger hart gebrannten und blasseren Steine (II. Klasse), wo solche vorhanden sind, nur über dem mittleren Wasserstande und nur im Innern der Mauern verwendet werden. Blasse Steine, die in den sichtbaren Flächen vermauert werden sollten, müssen unentgeltlich entfernt und durch vorschriftsmäfsige ersetzt werden. Sämtliche Steine müssen vor dem Vermauern gehörig eingewässert werden. Die Fugen der später mit Erde zu verschüttenden Flächen sind in der Regel mit verlängertem Zementmörtel gut, voll und glatt zu verstreichen, so dafs nirgends Feuchtigkeit in dieselben eindringen kann. Auf Verlangen sind diese Flächen zu berappen.

Zu pos. . . . Bei den Abdeckplatten wird nur der wirklich verlegte Flächeninhalt der Platten, mögen sie recht- oder schiefwinkelig begrenzt sein, berechnet und bezahlt.

Zu pos. . . . Ebenso soll bei Berechnung der Werksteine nur der wirkliche Kubikinhalt der fertigen Steine in Ansatz gebracht werden.

Zu § 7 ist zu bemerken, dafs es vor allem darauf ankommt, den Wortlaut der einzelnen Posten des Preisverzeichnisses ausführlich und klar genug zu halten. Die oft beliebte bequeme, aber gefährliche Redewendung: „einschliefslich aller Nebenarbeiten“ hat schon viele Streitfälle hervorgerufen. Es ist oft gar nicht leicht, zu entscheiden, was als eine Nebenarbeit zu bezeichnen ist oder nicht.

§ 8. Bewachung und Verwendung des Baumateriales.

Die Bauverwaltung überweist dem Unternehmer beim Beginne der Arbeit gegen Quittung entweder die sämtlichen Baumaterialien, oder einen bestimmten Teil und später den Rest. Der Unternehmer hat dann sowohl für die sachgemäfse und kunstgerechte Verwendung der Materialien, als auch für ihre Bewachung Sorge zu tragen, und mufs in jeder Beziehung sparsam damit umgehen. Mit Bezug auf § . . . der allgemeinen Bedingungen haftet der Unternehmer bis zur Schlufsabnahme nicht nur für alle an den Arbeiten und Materialien vorkommenden Beschädigungen und Entwendungen, sondern er hat namentlich auch der Bauverwaltung allen durch bedingungswidrige Arbeit und durch mangelhafte Bewachung herbeigeführten Materialverlust zu ersetzen.

§ 9. Teilweise Ausführung durch andere Unternehmer.

Die Bauverwaltung behält sich vor, nach ihrem Ermessen einzelne der im Preisverzeichnisse, namentlich die unter pos. . . . aufgeführten Arbeiten, ganz oder teilweise in Tagelohn oder durch einen anderen Unternehmer ausführen zu lassen.

§ 10. Schlufsabnahme. Gewährleistung.

Die Schlufsabnahme erfolgt spätestens sechs Wochen nach bedingungsmäfsiger Ausführung sämtlicher Arbeiten. Nach geschehener Abnahme leistet der Unternehmer noch ein Jahr Gewähr für alle Schadhaftigkeiten, die aus mangelhafter Arbeit oder infolge von ihm gelieferten schlechten Materials entstehen, dergestalt, dafs er verpflichtet ist, alle dadurch bedingten Ausbesserungen und Neubeschaffungen innerhalb der durch die Bauverwaltung angesetzten Fristen unentgeltlich zu besorgen, widrigenfalls sie auf seine Kosten bewirkt werden.

§ 11. Kunstgegenstände, Altertümer u. s. w.

Vorstehende Bedingungen werden mit Bezug auf . . . Angebot vom . . ten . . . . 19 . . als mafsgegebend anerkannt.

. . . . den . . ten . . . . . . 19 . .   D . . . Unternehmer.

Wenn die Vergebung nur nach einem einzigen Einheitspreise f. d. Kubikmeter erfolgt, ist es ratsam, folgende Punkte vorher festzusetzen:

1. In welcher Weise die Gesamtmasse des Bauwerkes bei der Schlufsabnahme berechnet werden soll, ob z. B. Sohlenpflaster, Pflaster zwischen den Flügeln und bei Wege-Überführungen mit eingerechnet und als Bauwerksmasse bezahlt werden soll, oder ob die Pflasterung u. s. w., ohne dafs diese als Masse mitgerechnet wird, unentgeltlich für den Einheitspreis mit ausgeführt werden mufs;
2. in welcher Weise eine Grenze gezogen werden soll zwischen Erdarbeiten, die besonders vergütet werden, und Erdarbeiten, die als Fundamentaushub unentgeltlich für den Einheitspreis mit zur Ausführung kommen müssen.

Meinungsverschiedenheiten in dieser Beziehung können entstehen, wenn z. B. ein Bauwerk am starken Hange oder so tief gelegen ist, dafs die Geländelinie weit über Oberkante Grundmauer einschneidet. In solchen Fällen empfiehlt es sich, entweder einen bestimmten Teil vom Inhalt der Grundmauern als Grenzleistung festzusetzen, die unentgeltlich als Erdaushub auszuführen sein wird, oder auch eine bestimmte wagerechte Ebene etwa 1 bis 2 m über der Grundmaueroberkante vorzuschreiben, bis zu welcher alle Erdarbeiten als Gründungsaushub angerechnet werden.

Das folgende Beispiel bezieht sich auf den Bau einer gröfseren Talbrücke. Das zugehörige Preisverzeichnis folgt in § 37.

II. Besondere Bedingungen

für die

Ausführung der Maurer- und Steinhauerarbeiten, sowie der Arbeits- und Lehrgerüste zur Herstellung der Talbrücke bei Ottersweiler, Kilom. 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim.

§ 1. Gegenstand des Verdings.

Gegenstand des Verdings ist die Ausführung der Erd-, Maurer- und Steinhauerarbeiten, sowie der Arbeits- und Lehrgerüste einschliefslich Materiallieferung für die Talbrücke bei Ottweiler in Kilometer 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim.

§ 2. Umfang der Arbeiten.

§ 3. Form der Angebote.

§ 4. Allgemeine Bedingungen.

Die dann folgenden §§ 5 bis 12 enthalten die eigentlichen technischen Bedingungen.

§ 5. Die Ausführung der in Rede stehenden Arbeiten erfolgt nach den dem Verdinge zugrunde liegenden Zeichnungen, Massen- und Kostenberechnungen. Binnen acht Tagen nach Erteilung des Zuschlages hat sich der Unternehmer in dem Geschäftszimmer des betreffenden Abteilungsbaumeisters einzufinden, um zwei von diesem beglaubigte Ausfertigungen der dem Verdinge zugrunde gelegten Zeichnungen und Berechnungen zu vollziehen. Das eine wird dem Unternehmer gegen Empfangsbescheinigung ausgehändigt, das andere bei der Bauverwaltung niedergelegt.

Die einzelnen Arbeiten müssen nach den Regeln der Kunst und mit aller Sorgfalt ausgeführt werden. Die Art der Ausführung richtet sich nach den im anliegenden Preisverzeichnisse dafür enthaltenen Angaben, sowie nach den in den folgenden Paragraphen getroffenen Bestimmungen und nach den besonderen Angaben des Abteilungsbaumeisters. Als solche Anweisungen sind auch die von jenem dem Unternehmer etwa mitzuteilenden Werkzeichnungen zu betrachten.

§ 6. Die Bauverwaltung läfst die beiden Achsen der einzelnen Pfeiler abstecken und eine genügende Anzahl von Höhenpunkten einrichten; für den sicheren Schutz der dem Unternehmer übergebenen Richtungs- und Höhenpunkte gegen etwaige Beschädigungen hat der Unternehmer zu sorgen, auch zur Vornahme aller anderen Messungen das nötige Personal nebst Gerätschaften unentgeltlich zu stellen.

§ 7. Die Erdausgrabungen zu den Grundmauern, sowie die etwa nötige Zu- und Abfuhr des überflüssigen oder des zur Verfüllung erforderlichen Bodens müssen nach näherer Anleitung des bauleitenden Beamten vom Unternehmer geschehen. Die Sohle der Baugrube erhält dabei solche Abmessungen, dafs die untere Böschungsfläche überall 0,1 m von der untersten Schicht des Mauerwerkes entfernt bleibt. Die ausgehobene Erde ist in mindestens 2 m Entfernung vom oberen Rande der Baugrube zu lagern, falls sie nicht auf Anordnung des bauleitenden Beamten weiter verfahren und in den Damm verkarrt wird. Die Vergütung für diese Förderung ist, falls sie nicht auf mehr als 150 m Weite erfolgt, in dem im Preisverzeichnisse enthaltenen Einheitspreise einbegriffen und stehen hierfür dem Unternehmer keine weiteren Ansprüche zu.

Das Hinterfüllen des Mauerwerkes darf nur nach erfolgter Genehmigung des bauleitenden Beamten in dünnen Lagen geschehen, die einzeln festzustampfen sind. Die Tiefe der Baugrube wird während der Arbeit von dem Abteilungsbaumeister festgestellt und es wird vor Beginn der Maurerarbeiten eine Handzeichnung der Abmessungen der Baugrube und der Gründungstiefe mit eingeschriebenen Mafsen von dem bauleitenden Beamten angefertigt, die von dem Unternehmer anzuerkennen ist und für die Berechnung des Grundmauerwerkes mafsgebend bleibt. Die Baugrube ist während der Arbeit durch Ableitung des Wassers mittels Gräben oder durch Ausschöpfen trocken zu erhalten. Die Kosten der Wasserschöpfung werden dem Unternehmer seitens der Bauverwaltung derart ersetzt, dafs ihm der Tagelohn der dabei beschäftigt gewesenen Arbeiter nach Mafsgabe des im Preisverzeichnisse festgestellten Satzes vergütet wird. Mit dem Ausschöpfen soll jedoch nicht früher begonnen werden, als bis sämtliche Geräte und Mannschaften, die zum unausgesetzten regelmäfsigen Betriebe der Arbeit erforderlich werden, an Ort und Stelle sind und bevor nicht der Abteilungsbaumeister den Beginn des Ausschöpfens angeordnet hat. Die zum Ausschöpfen der Baugruben erforderlichen Handpumpen stellt die Bauverwaltung; jedoch hat der Unternehmer ihre Beförderung von und nach der Baustelle unentgeltlich zu besorgen. Die Bestimmung darüber, wieviel Pumpen einzustellen sind, steht allein dem Abteilungsbaumeister zu. Der Bauverwaltung steht es frei, statt mit Handpumpen mittels Dampfpumpen die Baugrube trocken zu legen.

§ 8. Der Mauerverband mufs überall tüchtig und kunstgerecht ausgeführt und das zur Verwendung kommende Material zweckmäfsig benutzt werden; Bruch- und Werksteine müssen auf ihr natürliches Lager gelegt werden und dürfen nicht auf dem Kopfe stehen. Ecken, Nischen, Vorsprünge und Durchbrechungen sind mit besonderer Sorgfalt anzulegen. Zu dem Grundmauerwerk sind die gröfsten Bruchsteine auszuwählen und alle Zwischenräume mit passenden Steinstücken in Mörtel auszufüllen. Jedes Bankett ist nach der Wage abzugleichen. Die oberste Bankettschicht unter dem aufgehenden Mauerwerke ist als Binderschicht aus langen, gleich hohen, prismatischen Bruchsteinen, die eine Lagerfläche von mindestens 0,5 qm haben, verbandsmäfsig herzustellen. Bei gröfserer Höhe der Gründung ist alle 2 m eine Binderschicht anzuordnen.

Das aufgehende Mauerwerk ist aus Bruchsteinen mit einzelnen, in Entfernungen von nicht über 2 m liegenden Binderschichten herzustellen und erhält an den Sichtflächen eine Verblendung von Mantelsteinen. Diese Binderschichten werden aus prismatischen, gleich hohen Bruchsteinen hergestellt in der Art, dafs bei den Mittelpfeilern abwechselnd 2 und 3 Steine auf die Dicke des Pfeilers gehen, während bei den stärkeren Widerlagspfeilern dieselben verbandsmäfsig so einzurichten sind, dafs die einzelnen Steine eine Lagerfläche von mindestens 0,5 qm haben; die Stirnen der Binderschichten sollen in den

sichtbaren Mauerflächen zugleich als Mantelsteine bearbeitet sein und darf durch sie der sonstige Verband nicht gestört werden. Die Schicht unter den Gewölben soll jedesmal eine Binderschicht sein.

Die Verkleidung aus Mantelsteinen erhält wagerechte Schichten mit senkrechten Stofsflächen in den einzelnen Steinen. Die Höhe der Steine in den einzelnen Schichten, in deren jeder stets ein Läufer mit einem Binder abwechseln soll, mufs gleich und nicht kleiner als 0,30 m sein; bei Anwendung verschieden hoher Schichten sind die stärkeren zu den Sockeln und dem unteren Teile der Pfeilerschäfte zu benutzen. Die Läufer in den Mantelsteinschichten dürfen höchstens 0,70 m lang und müssen wenigstens 0,30 m breit sein; die Binder müssen wenigstens 0,30 m lang und 0,60 m breit sein. Die Mantelsteine sind an den Sichtkanten mit einem Scharrierschlage zu versehen und ist die von diesem Schlage eingeschlossene Fläche sauber zu spitzen oder zu kröneln. Für die vorschriftsmäfsige Bearbeitung der Mantelsteine wird f. d. qm Sichtfläche eine besondere Zulage (vergl. das Preisverzeichnis) in Rechnung gestellt.

Aufsenflächen des Mauerwerkes, die später mit Erde verfüllt werden und nicht sichtbar bleiben, sind mit Mörtel zu verstreichen, wofür eine besondere Vergütung nicht gewährt wird. Die zur Entwässerung des Bauwerkes in den Widerlagspfeilern einzumauernden Röhren werden von der Bauverwaltung geliefert, müssen jedoch ohne besondere Entschädigung nach Vorschrift des leitenden Baubeamten eingemauert werden; desgleichen hat Unternehmer die zum Anbringen der Schienen für das Lehrgerüst notwendigen Kanäle in dem Mauerwerke auszusparen und nach erfolgter Ausrüstung der Gewölbe mit hinreichend langen Steinen zu schliefsen.

Die Gewölbe werden, mit Ausnahme derjenigen für die Entlastungsräume, aus Werksteinen mit gut gespitzten Lager- und Stofsfugen, sowie sauber gespitzten oder gekrönelten Sichtflächen hergestellt; die Gewölbsteine müssen sämtlich durch die ganze Stärke des Gewölbes durchgreifen. Wie aus dem Längsschnitte ersichtlich, sollen die Gewölbe durch bogenrecht (radial) gefertigtes Bruchsteinmauerwerk nach den Widerlagern zu verstärkt werden, so dafs die Werksteine am Kämpfer schwächer, am Scheitel stärker als 0,70 m sind; bei Berechnung wird jedoch das Gewölbe gleichmäfsig als 0,70 m stark angenommen und die Verstärkung als gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk angesehen.

Die Werksteine und Platten sind den Zeichnungen und Angaben des Abteilungsbaumeisters gemäfs zuzurichten, die ersteren in den Sichtflächen sauber zu scharrieren und zu profilieren, in den Lager- und Stofsflächen zu spitzen, die letzteren nur zu spitzen. Die Versetzung der Werksteine und Platten u. s. w. mufs mit grofser Vorsicht geschehen; etwa beschädigte Materialien dürfen nicht durch eingesetzte Stücke oder Zement ausgeflickt werden und müssen durch neue ersetzt werden.

Die Flachschichten aus gebrannten Ziegeln, die zum Abdecken der Gewölbehintermauerung und der Sohle der Entlastungsräume dienen, sind mit vollen Mörtelfugen, genau nach dem Richtscheit, anzulegen und mufs das darunter befindliche Mauerwerk zu diesem Behufe bei der Ausführung gehörig abgeglichen werden. Die Ziegelsteine zu diesen Flachschichten, sowie zu den Gewölben über den Entlastungsräumen sollen, wenn dies für die gute Bindekraft des Mörtels erforderlich ist, mit Wasser genäfst werden. Über die Notwendigkeit befindet der Abteilungsbaumeister unter Berücksichtigung der Natur der Steine und des Mörtels. Sämtliches Mauerwerk soll nach der Ausführung des ganzen Bauwerkes von Kalk- und anderen Flecken gereinigt und sodann mit Zementmörtel gefugt werden. Die zu dieser Arbeit erforderlichen Gerüste und Geräte sind von dem Unternehmer ohne besondere Vergütung zu stellen.

§ 9. Die Lieferung der erforderlichen Mauermaterialien, als Bruch- und Werksteine, Platten, Schnittsteine, Gewölbesteine, Ziegelsteine, Sand, Kalk u. s. w. übernimmt der Unternehmer, desgl. die Zubereitung des Mörtels. Von allen von dem Unternehmer zu liefernden Materialien mufs eine Probe vor Abschlufs des Vertrages an den Abteilungsbaumeister eingeliefert werden, die, nachdem sie von diesem Beamten für gut und entsprechend befunden ist, mit dem Petschaft des Unternehmers besiegelt und im Abteilungsbureau niedergelegt werden mufs, da sie für die Ausführung der betreffenden Lieferung oder für die Entscheidung bei eintretenden Meinungsverschiedenheiten mafsgebend sein soll.

Die zu verarbeitenden Bruchsteine müssen von genügender Festigkeit und wetterbeständig sein. Sie müssen wenigstens zur Hälfte aus Stücken von 0,05 cbm bestehen und zugleich so lagerhaft und köpfig sein, dafs sich davon ein dauerhaftes Mauerwerk von regelrechtem Verbande und sauberem Ansehen nach den Bestimmungen der vorhergehenden Paragraphen fertigen läfst.

Die Steine für das Mantel- und Gewölbemauerwerk, sowie die Schnitt- und Werksteine müssen von durchaus gleichmäfsiger und fester Beschaffenheit sein und den besten Bänken anerkannt guter Brüche und keinenfalls dem Tagesgestein entnommen werden, sie müssen gleichmäfsig feines Korn haben, ohne Klüfte, Sprünge oder Stiche und überhaupt vollkommen fehlerfrei beschaffen sein.

Die in Anwendung kommenden Mauerziegel müssen aus bestem, kalkfreien Ton gefertigt, von einerlei Form, tüchtig durchgebrannt, wetterbeständig, hart und von ganz regelmäfsiger Form sein.

Als Kalk hat der Unternehmer durchweg Schwarzkalk bester Beschaffenheit zu verwenden.

Der erforderliche Zement wird von der Bauverwaltung überwiesen, jedoch hat der Unternehmer das Abladen und das Verbringen des Zementes in die Lagerorte und von dort nach der Verwendungsstelle bis zu 400 m Entfernung auf eigene Kosten zu bewirken. Auf dem Förderwege oder auf der Verwendungsstelle beschädigtes Material hat der Unternehmer zu ersetzen, oder es wird dessen Wertbetrag dem Gesamtguthaben des Unternehmers in Abrechnung gebracht. Unternehmer darf unter keiner Bedingung von der Bauverwaltung beschafftes, ihm jedoch von dem bauleitenden Beamten noch nicht überwiesenes Material zur Verwendung bringen.

Der Mauersand mufs scharf und nicht zu feinkörnig, nötigenfalls gesiebt und durchaus ohne fremde Bestandteile sein.

Die Mörtelbereitung mufs mit aller Sorgfalt geschehen und hat sich der Unternehmer hinsichtlich des dabei zu beobachtenden Verfahrens, der Auswahl und des Mischungsverhältnisses der Bestandteile ganz den Anordnungen des bauleitenden Beamten zu unterwerfen. Das Ausheben der Kalkgruben, sowie das Wiederverfüllen derselben, das Herbeischaffen des Wassers zum Löschen des Kalkes oder zur Mörtelbereitung ist Sache des Unternehmers. Der Mörtel mufs vollständig in der Mörtelbank fertig bereitet werden, so dafs die dazu verwendeten Materialien ein vollkommen gleichmäfsiges und inniges Gemenge bilden. Abgestandener Mörtel darf unter keinen Umständen verwendet werden. Es wird festgesetzt, dafs der Kalkmörtel in sechs Stunden, der verlängerte Zementmörtel in zwei Stunden und der Zementmörtel in einer Stunde nach der Bereitung als abgestanden und unbrauchbar geworden zu betrachten ist.

Zu dem Grund- und Gewölbemauerwerk, sowie zu den Ziegelflachschichten soll verlängerter Zementmörtel, bestehend aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Kalk und 6 Teilen Sand, genommen werden, während das übrige Mauerwerk mit gewöhnlichem Kalkmörtel hergestellt werden soll; es bleibt jedoch dem Abteilungsbaumeister vorbehalten, bei der Ausführung des Bauwerkes näher zu bestimmen, an welchen Stellen Kalkmörtel, verlängerter oder reiner Zementmörtel angewandt werden soll.

Sämtlicher Zement wird von der Bauverwaltung geliefert, ohne dafs in dem von dem Unternehmer im Preisverzeichnis für die betreffende Arbeit ausgeworfenen Preise eine Änderung eintritt und ohne Rücksicht darauf, ob zum Mörtel mehr oder weniger Sand und Kalk verbraucht worden, oder ob die Mörtelbereitung mehr oder weniger kostspielig geworden ist. Bei der Bereitung des Zementmörtels mufs der Zement mit dem Sand, der rein und trocken sein mufs, in einer besonderen Pfanne vorher auf das Sorgfältigste vermengt werden. Das erforderliche Wasser wird diesem Gemenge sodann erst auf der Verwendungsstelle zugesetzt. Bei der Bereitung von verlängertem Zementmörtel wird dem sorgfältig angefertigten Kalkmörtel der Zement nachträglich zugesetzt und das Ganze in der Weise durchgearbeitet, dafs eine vollständig gleichmäfsige Verteilung des Zementzusatzes stattfindet. Bilden sich bei der Bereitung dieses Mörtels kleine Klumpen, so müssen diese sorgfältig zerteilt werden.

§ 10. Der Unternehmer mufs die erforderlichen Materialien stets in solcher Menge an der Baustelle vorrätig haben, dafs das Bedürfnis damit mindestens sechs Tage bestritten werden kann. Die Materialien dürfen nicht eher verarbeitet werden, als bis sie von dem ausführenden Baubeamten geprüft und für gut befunden worden sind. Alles nach dessen Urteil nicht zulässige Material hat der Unternehmer binnen zwei Tagen nach der Aufforderung vom Bauplatze zu entfernen und ist die Bauverwaltung ermächtigt, bei wiederholter Anlieferung untauglichen Materials selber anderweitig taugliches anzukaufen und den Betrag hierfür von dem Guthaben oder der Bürgschaftssumme des Unternehmers in Abzug zu bringen. Meinungsverschiedenheiten über die Brauchbarkeit des Materials entscheidet das dazu bestimmte technische Mitglied der kaiserlichen Generaldirektion endgiltig.

Als Bauplatz wird dem Unternehmer das erforderliche Gelände überwiesen; für die Herstellung der Zufuhrwege hat dieser aber ohne Anspruch auf besondere Entschädigung selbst zu sorgen. Nach Vollendung des Baues hat der Unternehmer sämtliche ihm überwiesenen Arbeitsplätze unentgeltlich vom Bauschutt zu säubern.

Bei Frostwetter und starkem Regen müssen die angefangenen Mauerteile gegen das Ausfrieren oder Auswaschen des Mörtels geschützt werden; Mauerteile, deren Verbindung durch Frost oder Regen gelitten hat, ist der Unternehmer verpflichtet, ohne Anspruch auf Entschädigung abzubrechen und neu aufzuführen.

§ 11. Für die Materialienförderung soll zu beiden Seiten des Bauwerkes nach den beigefügten Zeichnungen ein hölzernes Gerüst erbaut werden, das nach Vollendung des von einem Gerüst-Stockwerk aus zu fertigenden Mauerwerkes auf die Höhe des nächsten Stockwerkes gehoben werden kann. Die Herstellung der Gründung und des Holzwerkes nebst Bohlenbelag, sowie das Liefern und Anbringen sämtlicher Bolzen, Verankerungen u. s. w. wird nach den Einzelpreisen des Preisverzeichnisses von der

Bauverwaltung bezahlt, dagegen hat der Unternehmer ohne Anspruch auf eine besondere Entschädigung die erforderlichen Arbeiten zur Hebung des Gerüstes auszuführen und die nötigen Geräte und Hebewerkzeuge hierzu zu stellen. Ferner hat der Unternehmer die Beschaffung und Herstellung der erforderlichen Förderbahnen auf und neben den Gerüsten, die Herstellung der etwa erforderlichen Zwischengerüste, sowie die Gestellung aller Werkzeuge und Maschinen zum Heben des Materiales auf seine Kosten zu bewerkstelligen; von letzteren sind jedoch vor der Ausführung Zeichnungen vorzulegen und etwaige Anstände des Abteilungsbaumeisters zu berücksichtigen, auch behält sich die Bauverwaltung das Recht vor, die Anzahl der erforderlichen Hebevorrichtungen zu bestimmen. Etwaige zweckmäfsige Vorschläge und billige Wünsche des Unternehmers inbetreff der Herstellung der Gerüste können von der Bauverwaltung berücksichtigt werden und werden die aus eintretenden Änderungen hervorgehenden Mehr- oder Minderarbeiten nach den Sätzen des Preisverzeichnisses bezahlt werden.

Nach Vollendung des Bauwerkes ist das Gerüst von dem Unternehmer ohne weitere Entschädigung abzubrechen und sind die Hölzer, Eisenteile u. s. w. nach Anordnung des Abteilungsbaumeisters ordnungsmäfsig aufzustapeln. Alle Holz- und Eisenteile des Gerüstes verbleiben der Eisenbahnverwaltung, dagegen bleiben die von dem Unternehmer gestellten Förderbahnen, Geräte und Maschinen in dessen Besitz.

§ 12. Die Herstellung der Gewölbe soll in Gruppen von je vier Bogen erfolgen; die Anfertigung und Aufstellung der hierzu notwendigen Lehrbögen wird dem Unternehmer nach den in dem anliegenden Preisverzeichnisse enthaltenen Einzelpreisen bezahlt, die Schienen zum Auflager, sowie die Vorrichtungen zum Heben und Senken der Lehrbögen stellt die Bauverwaltung, jedoch hat der Unternehmer, nachdem ihm diese Gegenstände an einem Punkte der Baustelle übergeben sind, deren weitere Förderung und Anbringung unentgeltlich zu bewerkstelligen. Das Ausrüsten der Gewölbe, das jedesmalige Beseitigen, Verbringen und Wiederaufstellen der Lehrgerüste hat der Unternehmer ebenfalls ohne Anspruch auf eine besondere Entschädigung zu bewirken. Das Ausrüsten der Gewölbe darf nur mit Genehmigung des bauleitenden Beamten und unter Beachtung der von diesem zu erteilenden Vorschriften geschehen und mufs dabei die gröfste Vorsicht beobachtet werden.

Die Lehrgerüste einschliefslich der mit ihnen verbundenen Schrauben, Anker und Verklammerungen, Gerüstschrauben, Schienen u. s. w. bleiben nach der Ausführung Eigentum der kaiserlichen Eisenbahndirektion. Unternehmer hat alle diese Teile dem zur Abnahme bestimmten Beamten an einem ihm zu bezeichnenden Punkte der Baustelle zu übergeben.

§ 13. Vollendungstermin.

Die in dieser Unternehmung begriffenen Arbeiten müssen längstens 14 Tage nach erfolgter Zuschlagserteilung angefangen und sodann mit gleichmäfsiger Tätigkeit so betrieben werden, dafs sie am . . . . vollendet sind.

Hierbei wird vorausgesetzt, dafs der Unternehmer nach Erteilung des Zuschlages sogleich einen Teil des zum Angriffe der Arbeiten nötigen Geländes und die sämtlichen zur Ausführung erforderlichen Grundstücke längstens drei Monate später vollständig überwiesen erhält. Sollte die Erwerbung einzelner Grundstücke erst später zu Stande kommen und der Unternehmer dadurch in der Ausführung der betreffenden Arbeiten aufgehalten werden, so soll ihm auf seinen beim Abteilungsbaumeister schriftlich zu stellenden Antrag zu deren Beendigung eine verhältnismäfsige Fristverlängerung bewilligt werden.

Glaubt der Unternehmer beim Betriebe der Arbeiten seitens der Bauverwaltung in anderer Weise irgendwie aufgehalten zu werden, so hat er unter Anführung der vermeintlichen Behinderungen dem Abteilungsbaumeister sofort schriftlich Anzeige zu machen. Ob wirklich eine derartige Behinderung vorliegt und um wie viel Tage zutreffendenfalls der Termin für die Beendigung der betreffenden Arbeiten aus diesem Grunde hinauszuschieben ist, darüber hat allein die Generaldirektion zu befinden, deren Entscheidung sich der Unternehmer unbedingt unterwirft. Unterläfst dieser die vorgedachte Anzeige, so kann er aus einer solchen Behinderung später keinenfalls einen Anspruch auf Verlängerung des Termines herleiten.

Um die Fortschritte der Arbeiten jederzeit überwachen zu können, wird in näherer Ausführung des Artikels . . . der allgemeinen Bedingungen hierdurch festgesetzt, dafs die von dem Unternehmer angestellten Aufseher, Werkmeister, Poliere, Vorarbeiter u. s. w. dem Abteilungsbaumeister alle 14 Tage einen Arbeitsnachweis nach den vorgeschriebenen Mustern einzureichen haben, für deren Richtigkeit der Unternehmer verantwortlich ist.

§ 14. Verzugsstrafe.

§ 15. Abnahme.

Der Tag der Beendigung der Arbeiten wird durch die Abnahmebescheinigung des Abteilungsbaumeisters endgiltig als solcher festgesetzt.

In Erweiterung des Artikels . . . der allgemeinen Bedingungen wird festgesetzt, dafs nach bedingungsgemäfser Vollendung der Arbeiten, die den Gegenstand der Unternehmung bilden, unter Zuziehung des Unternehmers eine vorläufige Abnahme und die Aufstellung der Schlufsrechnung der Arbeiten erfolgt. Nach dieser vorläufigen Abnahme kann das Bauwerk seitens der Bauverwaltung zu Materialfahrten benutzt werden. Der Unternehmer bleibt jedoch noch ein Jahr über diesen Termin hinaus für die bedingungs- und vertragsgemäfse Ausführung jener Arbeiten verhaftet und verbunden, alle für deren regelrechte Instandhaltung notwendigen Nachhilfen und Ausbesserungen auf eigene Kosten und ohne Entschädigung zu besorgen. Erst nach Ablauf eines Jahres werden die ausgeführten Arbeiten nach nochmaliger Prüfung der vertragsgemäfsen Ausführung endgiltig übernommen und die Bürgschaftssumme zurückgezahlt.

Bei dieser endgiltigen Abnahme mufs der Unternehmer den Bau mit allem Zubehör in völlig gutem und vertragsgemäfsem Zustande übergeben und falls sich dabei etwas zu erinnern findet, diese Erinnerung unweigerlich befolgen. Er unterwirft sich in dieser Beziehung durchaus dem Urteile und den Anordnungen des hierfür bestimmten technischen Mitgliedes der kaiserlichen Generaldirektion.

Nach der endgiltigen Übergabe haftet der Unternehmer nur noch für solche Schäden, die als Folge schlechter Ausführung nachgewiesen werden, bei der Abnahme nicht sichtbar gewesen oder verheimlicht worden sind.

§ 16. Bürgschaftssumme.

§ 17. Sicherheitsvorkehrungen.

Der Unternehmer ist gehalten, bei Unterbrechung oder Verlegung öffentlicher oder Privatwege die erforderlichen Vorrichtungen zur Sicherheit des Personen- und Wagenverkehres durch Wegeschranken, Beleuchtung bei Nacht u. s. w. auf seine eigenen Kosten zu treffen. Auch ist er für die durch Unterlassung besagter Sicherheitsvorrichtungen etwa entstehenden Unglücksfälle allein verantwortlich.

Desgleichen mufs der Unternehmer Sorge tragen, dafs bei den Arbeiten an Wasserläufen der Abflufs und die Vorflut ungehindert erhalten bleiben.

§ 18. Schadenersatz.

§ 19. Sorge für die Handarbeiter, Krankenkassen.

§ 20. Kunstgegenstände, Altertümer u. s. w.

§ 21. Taglohnsarbeiten.

Strafsburg, den 22. Juli 1874.

Kaiserliche Generaldirektion der Eisenbahnen in Elsafs-Lothringen.

Vorstehende Bedingungen werden in Bezug auf . . . . von . . . . als mafsgebend anerkannt.

. . . . den . . ten . . . . 18 . . D . . Unternehmer.

Vorstehende Bedingungen enthalten in ihrer Gesamtheit so ziemlich alle Punkte, die bei Ausführung von gröfseren Brücken in Frage kommen.

Es ist übrigens nicht ratsam, die technischen Bedingungen zu ausführlich zu halten. Man bindet sich dadurch für die spätere Bauausführung zu sehr die Hände. Anordnungen und Arbeiten, die im Entwurf und in den Preisverzeichnissen genügend bezeichnet sind, darin nochmals zu erläutern, Selbstverständliches aufzunehmen, oder solche Regeln vorzuschreiben, die jeder Sachverständige als allgemein giltige anerkennen wird, ist nicht allein überflüssig, sondern auch schädlich. Verfasser ist daher der Ansicht, dafs aus den zuletzt mitgeteilten technischen Bedingungen, namentlich in den §§ 8 u. 9, ohne Schaden mancher Satz hätte fortbleiben können.

§ 20. Absteckungsarbeiten. Sie bestehen aus drei Teilen:

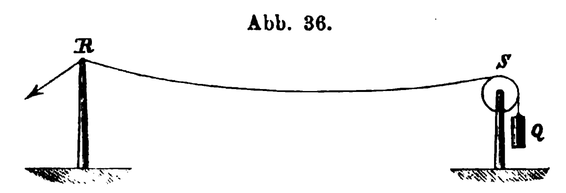
a) Festlegung der Achse des Bauwerkes,
b) Festlegung der Höhenlage seiner einzelnen Teile,
c) Bestimmung der senkrecht oder in der Brückenachse gemessenen lichten Weiten zwischen den Widerlagern und zwischen den Pfeilern u. s. w.

1. Für kleinere Brücken sind diese Messungen meist einfacher Art und es genügt zu ihrer Vornahme die Anwendung von Meſslatte oder Stahlband und Nivellier-Instrument. Für die Höhen- und Tiefenbestimmungen der Grundmauern, des Gewölbescheitels, Höhe der Fahrbahn u. s. w. ist die Herstellung eines Festpunktes in der Nähe des Bauwerkes erforderlich an einem Orte, wo er vor Beschädigung sicher steht. Der Festpfahl soll etwa 1 m lang, mit einem Kreuzholz versehen, am besten aus Eichenholz hergestellt werden. Die obere Fläche ist wagerecht abzugleichen und nötigenfalls durch Aufbringen einer Blechplatte vor Beschädigung zu schützen. Man kann auch die Blechplatte fortlassen und oben einen glatten runden Nagelknopf einschlagen, um bei etwa nicht wagerechter Oberfläche des Pfahles doch die Möglichkeit zu behalten, die Nivellierlatte genau aufzusetzen. Festpfähle mit seitlichem Einschnitt sind nicht zweckmäſsig, weil der Einschnitt das senkrechte Aufsetzen der Nivellierlatte hindern kann. Es ist zu empfehlen, die Ordinate an dem Holze deutlich zu vermerken. Die Aufstellung eines künstlichen Festpunktes ist nur dann unnötig, wenn man in unmittelbarer Nähe natürliche unverrückbare Höhenpunkte als solche benutzen und einnivellieren kann.

2. Bei den Absteckungsarbeiten groſser Brücken wird meistens ein Theodolit erforderlich, um die lichten Weiten trigonometrisch bestimmen und die Achse mit gröſster Genauigkeit ausstecken zu können. Die Anlage der Festpunkte zur Höhenbestimmung ist auch hier notwendig; bei Fluſsbrücken empfiehlt sich die Anlage eines Pegels an einem geschützten Orte oder zweier Pegel oberhalb und unterhalb der Baustelle, von deren Nullpunkt aus die Höhen gerechnet werden.

Einige Schwierigkeit kann die Bestimmung der lichten Weite und der Stellung der Widerlager und Pfeiler zuweilen bereiten, wenn eine unmittelbare Messung durch Latten, durch Drahtzug auf einer Hilfs-Laufbrücke oder auf der gefrorenen Eisdecke nicht mehr möglich ist.

Abb. 36.



Eine Drahtmessung, die aber durch trigonometrische Messung zu prüfen ist, kann in folgender Weise geschehen (Abb. 36):

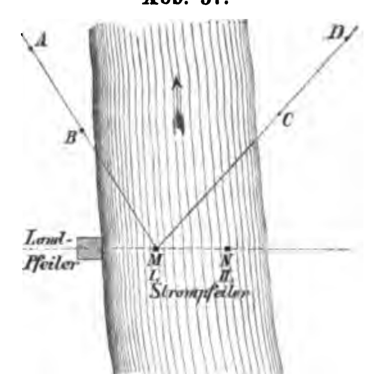
Von Ufer zu Ufer wird in der Richtung der Brückenachse ein 2 bis 3 mm starker Stahldraht ausgespannt, so daſs das eine Ende bei R festliegt und das andere über eine leichtgehende Rolle geführt und mit einem hinreichend schweren Gewichte Q belastet werden kann. Der Punkt S wird nun am Drahte vermerkt, sodann der Draht unter den nämlichen Verhältnissen auf dem Lande ausgespannt und daselbst die Entfernung SR durch Meſsstäbe, deren wahre Länge durch Vergleich mit Normalen[40]) festzustellen ist, unmittelbar bestimmt.

Beim Bau der Warthebrücke bei Wronke wollte man, um die durch zwei der höchstgelegenen Punkte des Fluſstales gegebene Mittellinie der Bahn auf die Uferränder zu übertragen, zwischen diesen über 300 m voneinander entfernten Punkten einen 3 mm starken Draht ausspannen. Vom Drahte aus versuchte man mittels Lotung die Übertragung, aber die geringste Bewegung der Luft brachte den Draht ins Schwanken, das Lot war selbst bei stillem Wetter nicht zur Ruhe zu bringen. Als man wiederholte Versuche mit schwereren Loten, bis zu 5 kg, anstellte, zerriſs endlich der Draht, so daſs man sich gezwungen sah, mit Hilfe eines Nivellier-Instrumentes und durch Errichten und Einvisieren gerüstartiger Signale in den Punkten, an denen die Übertragung stattfinden sollte, die gestellte Aufgabe zu lösen (siehe Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 95).

[40]) Geeignete Stahlnormale sind zu haben von der Firma C. Bamberger, Friedenau-Berlin.

Sind durch solche Messungen oder durch unmittelbare Messung auf der Eisdecke die Mittelpunkte etwa vorhandener Strompfeiler aufgefunden, so ist es nötig, diese sofort durch Festpunkte (A, B, C, D in Abb. 37) auf dem Lande für die Dauer der ganzen Bauzeit festzulegen, so daſs die Mittelpunkte jederzeit wieder aufgefunden werden können.

Abb. 37.



3. Als Beispiel einer trigonometrischen Messung diene das beim Bau der Kölner Rheinbrücke und in ähnlicher Weise auch der Elbebrücke bei Dömitz in der Linie Wittenberge-Buchholz eingeschlagene Verfahren:

Gegeben waren die Entfernung der Pfeiler voneinander und die Stellung der linksseitigen Landpfeiler. Nach genauer Absteckung der Bauwerksachse $D\,C$ (Abb. 38) wurden auf der rechten Uferseite mit der gröſsten Sorgfalt auf einer wagerechten Bretterbahn mittels zweier je 2 m langer stählerner Maſsstäbe unter Berücksichtigung der jedesmaligen Luftwärme zwei Standlinien $A\,C$ und $C\,B$ gemessen und die gemessenen Längen auf 15° R. zurückgeführt. Die Punkte A, B, C wurden, um von ihnen aus mit dem Theodoliten wiederholt die sämtlichen zur Berechnung der Länge $D\,C$ erforderlichen Winkel bei A, B, C und D messen und auſserdem in ihnen die Signale zur Ausrichtung der betreffenden Hilfslinien bequem aufstellen zu können, wie Abb. 39 angibt, ausgebildet. Der Teller a enthielt die drei Schlitze für die Stellschrauben des Theodoliten und auſserdem in seinem Mittelpunkte ein Loch zum Einstecken des Signales.

Abb. 38.

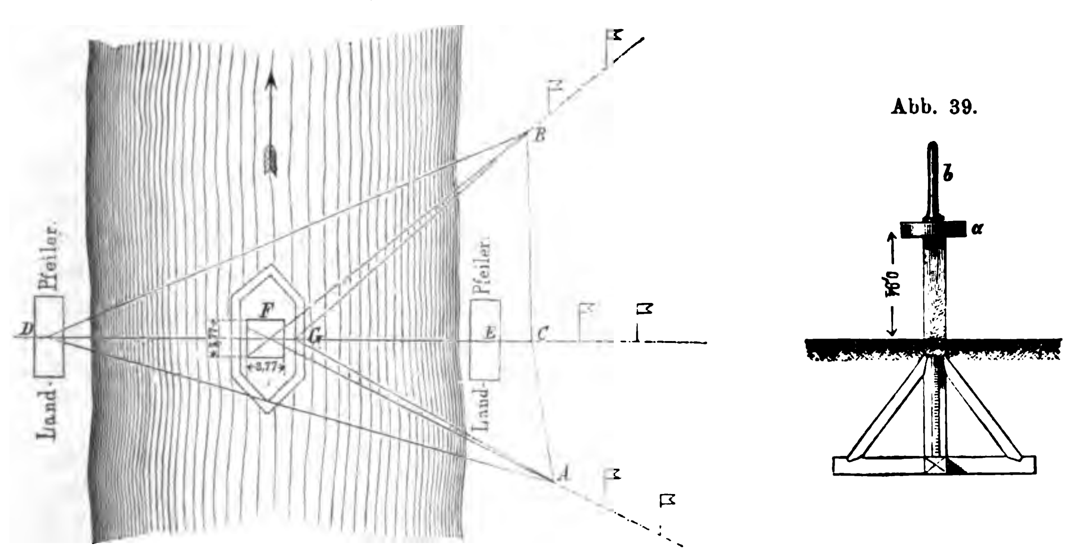


Abb. 39.

Sämtliche benannten Winkel wurden nun wiederholt gemessen, sodann wurde mit Hilfe der gegebenen und gefundenen Gröſsen die Länge $C\,D$ berechnet, woraus sich das zur Bestimmung der Stellung des rechtsseitigen Landpfeilers erforderliche Stichmaſs $C\,E$ ergab.

Zur Festlegung des Winkelpunktes F des mittleren Strompfeilers wurden dann in den beiden Dreiecken $A\,C\,F$ und $C\,B\,F$, in denen je zwei Seiten und der eingeschlossene Winkel bekannt waren, die Winkel $F\,A\,C$ und $F\,B\,C$ berechnet und die

Richtungen der verlängerten Schenkel *A F* und *B F* dieser Winkel nach der Berechnung durch Aufstellung von Signalen ausgesteckt. Im Schnittpunkte *F* wurde ein Pfahl eingerammt, der aber vorläufig nur als annähernder Ort des gesuchten Mittelpunktes betrachtet wurde. In der Nähe dieses Pfahles wurden mehrere andere Pfähle eingerammt, so daſs diese im Grundriſs ungefähr ein Quadrat von 3,7 m Seite bildeten. Die Pfähle wurden verholmt und mit einem Bohlenbelage versehen, der also mitten im Rhein eine Art von Meſstisch darstellte. Auf ihm wurden die Brückenachse und die Richtungen *A F* und *F B* vorgezeichnet, der Durchschnittspunkt dieser drei Linien, oder richtiger der Schwerpunkt des sich bildenden Fehlerdreieckes, als der gesuchte Mittelpunkt festgehalten und für alle späteren Abmessungen für die Gründungsarbeiten benutzt. Nach Vollendung der Gründung wurde der Mittelpunkt für die richtige Anlage des aufgehenden Mauerwerks noch einmal abgesteckt und zwar in der Weise, daſs auf dem Betonfangdamme ein Punkt *G* in der Brückenachse angenommen und seine Entfernung von *C* mittels sämtlicher sechs, in den beiden Dreiecken *A C G* und *B C G* aufgemessenen Winkel genau berechnet wurde. Hieraus ergab sich das Stichmaſs *G F*.

§ 21. Aufbau der Pfeiler. Nach Beendigung der Gründung beginnt das Aufstellen der Rüstungen für den Aufbau der Pfeiler unter Benutzung der in § 12 beschriebenen Hilfsvorrichtungen. Die Aufstellung erfolgt, falls das Bauwerk sich nicht durch eine auſsergewöhnliche Länge auszeichnet, bei festen Gerüsten gleich in der ganzen Länge und je nach dem Fortschritt des Baues von Stock zu Stock. Bei langen Talbrücken stellt man die Rüstungen manchmal nur für einen bestimmten Teil der Länge her und benutzt das hergestellte Stück nach Fertigstellung des zugehörigen Bauwerksteiles für die folgenden (Talbrücken bei Schildesche und bei Zittau).

Die Frage, ob alle Pfeiler gleichzeitig hochgeführt werden oder nicht, oder in welcher Reihenfolge, läſst sich nicht allgemein beantworten, da örtliche Umstände dabei mitsprechen, besonders die Art der Materialienförderung zur Baustelle, die Aufrechterhaltung des Verkehrs und die gegebene Bauzeit.

Bei Talbrücken mit stark ansteigenden Seitenhängen wird man mit den Pfeilern der Talsohle den Anfang machen, um die wagerechte Bahn für die Materialienförderung stets auf die Pfeiler stützen zu können, einerlei ob die Anfuhr der Materialien in der Talsohle geschieht oder durch Hilfsbahnen von höher liegenden Punkten der Seitenhänge aus. Bei Fluſsbrücken werden mit Rücksicht auf den Verkehr und um den das Material herbeiführenden Schiffen Platz zu lassen, selten alle Pfeiler gleichzeitig in Angriff genommen; bei der älteren Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt baute man aus letzterem Grunde immer den je zweiten Pfeiler.

Über die Benutzung der Gerüste für den Aufbau der Pfeiler vergl. §§ 8 bis 10. An dieser Stelle bleiben noch einige Einzelheiten zu besprechen, die sich auf die Anordnung der Steinschichten und das Versetzen der Steine beziehen, und die, wenn auch zum Teil in das Gebiet der Konstruktionslehre fallend, doch mit der Ausführung innig zusammenhängen.

1. **Binderschichten** kommen in Anwendung, sobald Pfeiler und Widerlager aus verschiedenen Materialien, also beispielsweise in Bruchstein-Füllmauerwerk entweder mit Werkstein-Verblendung oder mit Verblendung aus besser bearbeiteten Bruchsteinen hergestellt werden. Der Zweck der Binderschichten ist ein doppelter. Sie sollen den Gewölbedruck möglichst gleichmäſsig über die Grundfläche des Pfeilers verteilen und ein ungleichmäſsiges Setzen des Mauerwerkes behindern.

Beachtet man hierbei, dafs der Druck in den Pfeilerschichten vom Kämpfer abwärts in der Regel zunimmt, so würden die Binderschichten am Gewölbe weiter, in der Nähe des Pfeilersockels aber enger liegen müssen. Eine rechnungsmäfsige Bestimmung der Abstände der Binderschichten wird aber selten durchgeführt, weil die gefundenen Mafse mit den Rücksichten auf Schichtenhöhe, Schönheitsverhältnisse u. s. w. meistens schwer in Einklang zu bringen sind. Ein Beispiel für eine rechnungsmäfsige Bestimmung der Binderschichten-Entfernung bietet der Entwurf der Striegistalbrücke.

2. **Die Schichtenhöhe der Steine** ist abhängig von der Festigkeit des verwendeten Materiales, weil bei unvollständiger Ausfüllung der Lagerfugen die Biegungsfestigkeit des Steines in Anspruch genommen wird, ferner von den Rücksichten auf das gute Aussehen und auf das Vorhandensein von Hilfsvorrichtungen zum Versetzen.

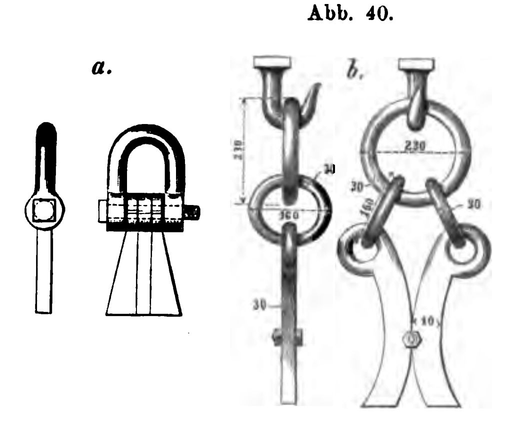
Im allgemeinen bewegen sich die Schichtenhöhen für Bruchsteine von 0,2 bis 0,3 m, für Quader von 0,3 bis 0,6 m. Bei hohen Bauten trifft man häufig die Anordnung, dafs die Schichtenhöhe von der Sohle bis zum Scheitel allmählich abnimmt.

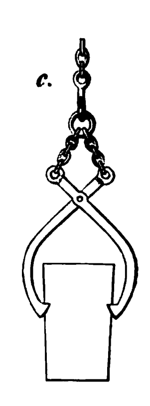
Der Rauminhalt der Werkstücke beträgt bei gewöhnlicher Gröfse durchschnittlich 0,3 cbm, bei mittlerer Gröfse durchschnittlich 0,5 cbm; Steine von 0,75 cbm Inhalt und darüber haben aufsergewöhnliche Gröfse.

Folgende Angaben über die Gröfse der Steine bei bekannten ausgeführten Bauten sind nicht ohne Interesse: Die Schlufssteine der Brücke von Crespano hielten 1,1 cbm; die Wölbsteine der Neuilly-Brücke, nach Morandière die gröfsten in Frankreich, sind 1,80 m lang, 1,62 m hoch, 0,46 m dick bei 1,46 cbm Inhalt; die Eckquader der Kämpfergesimse der Zschopau-Brücke halten rund 2 cbm, die Quader der Brüstungen vom Franz- und Hirschtal-Viadukt bis 3,7 cbm. Noch riesiger sind aber die Abmessungen der Wölbsteine der Dora-Brücke in Turin, von denen die kleineren 5 t wogen. Bei Annahme eines spezifischen Gewichtes des Granites von 2,5 hielten sie also 2 cbm und die gröfsten am Kämpfer sogar 18 t oder rund 7 cbm.

3. Das **Versetzen gröfserer Werkstücke** von mehr als 0,3 bis 0,5 qm Grundfläche geschieht schon nicht mehr mit Vorteil aus freier Hand, bei einer Gröfse von 0,5 bis 0,8 qm ist das Versetzen mittels Kranvorrichtungen am Platze und dies geschieht dann in der Regel mit Hilfe des sogenannten Wolfes oder ähnlicher Vorrichtungen oder auch wohl der Steinzangen (Abb. 40). Letztere kommen in Anwendung, wenn das Einarbeiten des Wolfloches bei hartem Material zu zeitraubend und kostspielig wird, bringen dann allerdings den Übelstand mit sich, dafs man die Steine nicht direkt in ihre endliche Lage bringen kann, sondern zu diesem Zwecke noch besondere Handhabungen ausführen mufs. Gewisse Steinformen, wie Gewölbeschlufssteine oder Schlufssteine einer Binderschicht u. s. w. können daher nur mit dem Wolf gut versetzt werden.

Abb. 40.





Welche Wichtigkeit manche Bauführung auf die Möglichkeit legt, gröfsere Werksteine, besonders Gewölbesteine, ohne Zeitverlust in die richtige Lage bringen zu können,

davon liefert die Ausführung des Gewölbes der Sinn-Talbrücke ein Beispiel. Dort wurden die Wolflöcher der Gewölbesteine nach Ort und Richtung rechnerisch bestimmt und auf Schablonen dargestellt, so dafs jeder Stein an der Krankette freihängend genau die Lage einnahm, die er im Bogen anzunehmen hatte.

Über Arbeitsleistungen bei Vorbereitung der Baumaterialien und Ausführung der Maurerarbeiten vergl. § 36.

4. Während der Aufführung der Pfeiler treten zuweilen Störungen durch Frostwetter, Eisgang oder Hochwasser ein, die aufserordentliche Vorsichtsmafsregeln und Arbeiten nötig machen können.

Bei einer Luftwärme von 3 bis 4 Kältegraden müssen die Maurerarbeiten eingestellt und die freistehenden, der schädlichen Einwirkung des Frostes ausgesetzten Mauerflächen durch Bedecken mit Rasen oder Erde geschützt werden, wenn man nicht gezwungen ist, um die Pfeilerbauten vor Eintritt des Frühjahrshochwassers über den höchsten Stand desselben führen zu können, den Winter durchzuarbeiten. Falls dies geschehen mufs, so bleibt kein anderes Auskunftsmittel, als die Pfeiler und daneben einen entsprechend grofsen Raum zur Lagerung von Materialien zu überbauen, so dafs die Arbeiten im Schutze der Überdachung im erwärmten Raume und unter Anwendung von heifsem Wasser für die Mörtelbereitung vor sich gehen können (Diemel-Talbrücke und Neifse-Talbrücke bei Görlitz, Fuldabrücke bei Kragenhof).[41])

Gefährlicher als der Frost ist der Eisgang und das in der Regel darauf folgende Hochwasser, da man den Einwirkungen dieser Kräfte gegenüber oft machtlos ist und dann weiter nichts tun kann, als die Gerüste und Materialien in Sicherheit bringen. In welcher Weise man die Gerüste gegen diese schlimmste Art von Störungen zu sichern hat, ist in § 8 angegeben. Man kann aufserdem die Gerüste noch durch Belastung mit Materialien widerstandsfähiger machen oder auch für alle Fälle den oberen, aufserhalb des Hochwassers belegenen Teil mit dem Bauwerke so verbinden und verspreizen, dafs dieser Teil nach Zerstörung des im Wasser belegenen allein für sich bestehen kann und erhalten bleibt (Diemel-Talbrücke).

Weitere Mittel zur möglichsten Herabminderung der zerstörenden Gewalt des Eisganges sind die Anlage von Eisbrechern, eine Bohlenverkleidung der Gerüstöffnung, um die Eisschollen beim Durchtreiben zu leiten und endlich das Sprengen der Eisdecke[42]) oberhalb des Bauwerkes, sobald der Eisgang in naher Aussicht steht. Während des Eisganges sind Tag und Nacht Mannschaften bereit zu halten, um Eisstopfungen möglichst zu verhindern.

Kleinere Gerüste und Förderbrücken, die der Gewalt des Stromes nicht widerstehen können, sind rechtzeitig abzubrechen, die Materialien, ebenso wie die der Zimmerplätze, falls auch hier Gefahr droht, sind am Ufer aufzustapeln und mit Ketten zu verankern, um das Fortschwimmen zu verhüten.

§ 22. Aufstellen der Lehrgerüste.

1. Sobald eine Reihe von aufeinander folgenden Pfeilern fertiggestellt ist, kann mit dem Aufstellen der Lehrgerüste der Anfang gemacht werden, wenn nicht aus

[41]) Siehe auch Deutsche Bauz. 1880, S. 74 (Bau einer Brücke bei Frostwetter). — Daselbst 1889, S. 142, Herstellung von Mauerwerk, namentlich bei Brückenbauten.

[42]) Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 447, Eissprengungen in der Weichsel durch Kanonenschläge. — Ebendaselbst 1865, S. 183, Sprengungen auf der Oder oberhalb Glogau. — Ebendaselbst 1869, S. 86, Sprengungen mit Dynamit auf der Oder bei Oppeln. — Deutsche Bauz. 1872, S. 320, Eissprengungen mit Dynamit auf der Rhône bei Lyon.

besonderen Rücksichten die Fertigstellung sämtlicher Pfeiler für die gleichzeitige Wölbung sämtlicher Bögen verlangt wird.

Bei Bauten mit vielen Öffnungen sucht man aus Sparsamkeit die Anzahl der zu fertigenden Lehrgerüste zu beschränken, man wölbt deshalb beispielsweise mit einem Satze von vier Lehrgerüsten (Abb. 1, Taf. XVII) vom Widerlager aus und setzt nach Vollendung der dem Widerlager zunächst liegenden ersten Öffnung das 1. Lehrgerüst in die fünfte Öffnung. Man wölbt bei dieser Anordnung beispielsweise in der ersten Öffnung am Widerlager 8, am Pfeiler 6 Schichten und beginnt nun erst die Wölbung in der zweiten Öffnung, darauf in der dritten und vierten u. s. f., so dafs beim Schlusse des ersten Gewölbes in der zweiten Öffnung 13 und 11, in der dritten 7 und 6 Schichten versetzt sind. Hierauf beginnt man mit dem Wölben der vierten und setzt das Lehrgerüst der ersten in die fünfte Öffnung. Bei dieser Art des Wölbens kann man Gruppenpfeiler entbehren.

Die kleinste Zahl der zu setzenden Lehrgerüste läfst sich nicht durch Rechnung ermitteln. Wenn das Wölben, wie beschrieben, von einem Widerlager aus beginnt, so würde man, falls die Standfestigkeit des ersten Pfeilers und der eingerüsteten zweiten Öffnung genügt, um dem Gewölbeschube der ausgerüsteten ersten Öffnung Widerstand zu leisten, eine Reihe von Gewölben mit einem Satze von zwei Lehrgerüsten herstellen können; es würde aber dann der Übelstand eintreten, einerseits, dafs man jedes Gewölbe sofort nach der Vollendung ausrüsten müfste und anderseits, dafs die Fertigstellung des Bauwerkes sehr lange dauerte. Für die sachgemäfse Ausführung längerer Bauwerke sind daher mindestens 3 bis 4 Lehrgerüste erforderlich.

Aus Sparsamkeit stellt man zuweilen auch das Lehrgerüst nur für die halbe oder eine noch geringere Länge des Gewölbes her und wölbt dann unter entsprechender Verschiebung des Lehrgerüstes in einzelnen Teilen.[48]) Dies ist oft bei Eisenbahnbrücken (Unterführungen u. s. w.) geschehen, deren Herstellung in Eile betrieben werden mufste, um über das Bauwerk bald ein Arbeitsgleis führen zu können.

Sollen die Lehrgerüste häufig versetzt werden, so ist es vorteilhaft, kurze, leicht zu handhabende Hölzer zu nehmen und alle in §§ 15 und 16 beschriebenen Vorsichtsmafsregeln zur Verhütung gröfserer Zusammenpressungen bei wiederholtem Gebrauche in Anwendung zu bringen. Ferner ist auf gehörige Bezeichnung der Hölzer Wert zu legen, um die Aufstellung zu erleichtern.

2. Das Aufstellen der Lehrgerüste erfolgt durch den Bock (Abb. 5, Taf. XVIII), oder wenn Laufkrane vorhanden sind, durch diese (Abb. 1ª, Taf. XVI).

Der Bock leistet auch gute Dienste beim Niederlassen eines Lehrbogens, der an eine neue Arbeitsstelle gebracht werden soll, ohne erst in seine Verbandteile zerlegt zu werden. Diese Arbeit läfst sich nämlich mit dem Laufkrane nur mühsam ausführen, weil dann jeder Binder des Lehrgerüstes zunächst auf den Schwellen bis an die Stirn des Gewölbes geschoben werden mufs, damit die Windekette des Kranes imstande ist, ihn zu fassen. Einen Bock dagegen, der stark genug ist und mit seinem Kopfende bis an den Gewölbescheitel reicht, lehnt man an einen beliebigen Binder und bringt ihn in die erforderliche geneigte Lage. Dann befestigt man den Lehrbogen an dem Seile, das zur Winde führt, zieht die Winde etwas an, so dafs der Bogen in der Schwebe hängt, dreht ihn so weit, dafs seine Enden die Schwellen nicht mehr berühren und läfst

[48]) Vergl. Nouv. ann. de la constr. 1861, S. 64, Abaissement du plan d'eau du canal St. Martin; auch Dupuit, Traité de l'équilibre des voutes etc. S. 298.

ihn dann langsam zur Erde nieder. Mit dem Rollwagen kann man ihn dann an die neu zu überwölbende Öffnung führen und hier entweder mit dem Laufkrane oder auch mit dem Bocke aufziehen und wieder aufrichten.

3. Umständlicher wird die Aufstellung des Lehrgerüstes bei den fliegenden Gerüsten mit wagerechter Förderbahn. Aber auch hier wird in ausgedehnter Weise der Bock zur Hilfe genommen und im allgemeinen die Aufgabe in der Weise gelöst, dafs man in entsprechender Höhe über dem Gelände entweder einen festen oder einen fliegenden Rüstboden anlegt, auf welchem die einzelnen Verbandteile der Lehrgerüste mit Hilfe der Laufkrane u. s. w. emporgewunden und oben unter Anwendung von Böcken zusammengesetzt werden.

Beim Bau der Morlaix-Talbrücke errichtete man für die untere niedrige Bogenreihe einen festen, in der Talsohle unterstützten Rüstboden. Man legte auf besonders zu diesem Zwecke ausgekragten Quadern der Pfeiler zwei Streichschwellen und in der Ebene dieser Schwellen in der Mittelachse des Bogens ein paralleles Querholz, das den Holm einer in der Talsohle stehenden Pfahlreihe bildete. Auf diesen drei Hölzern lagen zwei starke Balken für das Tragen der Rüstbodendielung, die für das Durchlassen der aufzuwindenden Hölzer eine Öffnung erhielt. Nun zog man zunächst die mittleren Pfosten und die beiden Hauptstreben des Binders in die Höhe und verband sie mit Hilfe dreier auf der Plattform befindlichen Böcke. Dann legte man die Doppelzangen an und ging zum nächsten Binder über. Die Sprengwerke der einzelnen Binder benutzte man beim Richten der übrigen Verbandteile des Lehrgerüstes.

Für die oberen Bogen bediente man sich eines fliegenden Rüstbodens (Taf. XVIII, Abb. 3), der durch zwei, mittels eiserner Stangen an die Dienstbrücke angehängte Querhölzer gehalten wurde. Unter den Gitterträgern der Dienstbrücke brachte man hölzerne Sprengwerke als Verstärkung an. Die einzelnen Hölzer wurden auch hier mittels der Laufkrane gehoben und mit Hilfe von Böcken zusammengestellt.

Beim Bau der Aulne-Talbrücke wurde der feste Rüstbogen auf der Dienstbrücke angebracht, die sich zur Zeit 4 m über dem Kämpfer und 7 m unter dem Scheitel des Lehrgerüstes befand (Taf. XVIII, Abb. 1^d u. 1^e). Die den 0,08 m starken Bohlenbelag tragenden Schwellen wurden auf den oberen Gurtungen der Gitterträger verbolzt und der Belag ragte nach beiden Seiten 1 m breit über das Lehrgerüst hinaus. Auf dem Belag arbeiteten die Zimmerleute mit Hilfe einer fliegenden, bockähnlichen Vorrichtung. Sie besteht aus zwei 7 m voneinander entfernten, 20 : 20 cm starken, am Fufse durch Doppelzangen in senkrechter Stellung erhaltenen Ständern; die Ständer trugen mittels vier Kopfbändern einen 20 : 20 cm starken, 14 m langen Holm, der den Scheitel des Lehrgerüstes um 0,50 m überragte und die Seile und Flaschenzüge für das Heben und Halten der Hölzer aufnahm.

Nach Aufstellung des Lehrgerüstes mufste dann noch die Dienstbrücke über den Scheitel der Gewölbe gehoben werden. Dies geschah nach Taf. XVIII, Abb. 1^f in folgender Weise: Jede zu hebende Öffnung der Dienstbrücke wurde zuerst zerlegt, nur ihre beiden Gitterträger blieben ganz. Dann wurde ein Träger zuerst um 0,8 m gehoben und an einem Ende durch das Seil einer Winde gefafst, die auf den untersten Zangen der Binder des zunächst folgenden Lehrgerüstes befestigt war. Das andere Ende des zu hebenden Trägers ruhte vorläufig auf dem Bohlenbelag des Trägers der anstofsenden Öffnung, die noch nicht abgebrochen war. Sodann begann die eigentliche Hebung des Trägers um 9 m, wobei die oben beschriebenen Vorrichtungen auf den beiden rechts und links neben dem zu hebenden Träger liegenden Lehrgerüste standen, aufserdem arbeiteten eine Winde auf dem nächsten bereits gehobenen Träger (oder auf dem Widerlager) und eine zweite auf dem anstofsenden, noch nicht gehobenen Träger.

Beim Bau der Daoulas-Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 2^c u. 2^e) wurde das Lehrgerüst in besonders kühner Weise aufgestellt mittels eines fliegenden Rüstbodens und zweier auf den Pfeiler stehenden Böcke. Die beiden obersten Holme des fliegenden Rüstbodens lagen genau in der Höhe der beiden Zangen des Lehrgerüstes, so dafs man alle einzelnen Gerüstteile mit Sicherheit und Genauigkeit verbinden konnte.

Schliefslich ist noch zu bemerken, dafs das Lehrgerüst von vornherein eine Überhöhung erhalten mufs, deren Gröfse von seiner Bauart, dem Gewichte des Gewölbes und der Art der Gewölbeausrüstung abhängt. Die in § 36 mitgeteilte Tabelle wird für die Bestimmung der Gröfse der voraussichtlichen Senkung nach dem Ausrüsten, die

auf theoretischem Wege nicht wohl möglich ist[44]), einigen Anhalt gewähren. Zuweilen wird dem Gewölbe auch eine leichte Wölbung in der Richtung senkrecht zur Bahnachse gegeben, so dafs der Gewölbescheitel in den Stirnen etwas niedriger zu liegen kommt, als in der Bahnachse (vergl. Brücke über den Schiffahrtskanal in Berlin, S. 311).

§ 23. Herstellung der Gewölbe. Die Art des Gewölbemateriales beeinflufst das Herstellungsverfahren. Es werden deshalb zu unterscheiden sein einerseits die ganz aus natürlichen oder künstlichen Steinen hergestellten Brückengewölbe und anderseits die Betongewölbe mit oder ohne Eiseneinlagen. Das Einlegen von Gelenken, ebenso die Eiseneinlagen werden hier nur insoweit besprochen, als diese Konstruktionsmittel die Herstellungsart beeinflussen.

Von Alters her kennt man die Gewölbe aus Werksteinen, aus lagerhaften, bearbeiteten Bruchsteinen und aus Ziegeln. Die Betongewölbe sind Schöpfungen der neueren Zeit und sind eigentlich erst möglich geworden, nachdem an Stelle des Kalkmörtels der Zementmörtel getreten ist. Mit Hilfe des Zementmörtels ist es möglich, selbst aus rauhen, unbearbeiteten, kleinen Bruchsteinen ein widerstandsfähiges Brückengewölbe herzustellen.

1. Die **Mörtelart** ist von wesentlicher Bedeutung für die Güte des fertigen Gewölbes. Will man bei Gewölben aus lagerhaften Steinen einen elastischen Bogen erzielen, so mufs der Mörtel nicht nur fest genug sein, sondern sich auch mit den Steinen unlöslich verbinden. Deshalb soll der Mörtel möglichst steif, also ohne überschüssiges Wasser, bereitet werden, auch sind die Steine vor dem Einbringen des Mörtels anzunetzen, damit dem Mörtel nicht sein Wasser, das er für seine Erhärtung nötig braucht, entzogen wird. Für kleinere Gewölbe, bei denen die Druckspannungen 15 **kg** f. d. **qcm** nicht überschreiten, empfiehlt Rheinhardt[45]) die Zusammensetzung von 1 Teil Portland-Zement, 1 Teil Wasserkalk oder Fettkalk und 6 Teilen grobem Quarzsand. Für Drücke über 45 bis 50 **kg** 1 Teil Portland-Zement und 2 Teile Sand.

Nach dem Vorgange Frankreichs findet der Zementmörtel heute für gröfsere Gewölbeausführungen auch in Deutschland eine ausgedehnte Verwendung, obgleich es selbst heute noch manche Ingenieure gibt, die namentlich für Ziegelgewölbe einem schnell bindenden, langsam erhärtenden Kalkmörtel (Trafs- oder natürlichen Wasserkalk-Mörtel) den Vorzug geben.

2. **Gewölbe aus natürlichen oder künstlichen Steinen** werden nach dem bekannten älteren Verfahren in voller Bogenstärke gleichmäfsig auf beiden Seiten von den Widerlagern aus bis zum Scheitel, wo der Schlufs stattfindet, aufgemauert. Werden aber gröfsere Brückengewölbe nach diesem althergebrachten Verfahren ausgeführt, so ist es erfahrungsgemäfs sehr schwierig, ja kaum vermeidlich, dafs schon während des Wölbens, unter der steten und wechselnden Formänderung des Lehrgerüstes einzelne Steine ihre bogenrechte Stellung vorübergehend oder dauernd ändern. Dadurch entstehen offene Fugen und Risse im Gewölbe, die vor dem Ausrüsten nicht vollkommen genug geschlossen werden können und nach erfolgtem Ausrüsten das fertige Gewölbe mehr oder minder schädigen.

[44]) Eine Annäherungsformel von v. Kaven findet man Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1861, S. 74; s. auch Winkler, Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule zu Wien. Lehrgerüste steinerner Brücken (für die Hörer als Handschrift gedruckt), S. 12. — Ferner: Beton und Eisen 1904, I. Heft, S. 14, Bau der Münchener Reichenbach-Brücke.

[45]) Über die Kunst des Wölbens. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 325 u. ff.

Das gewöhnliche Wölbverfahren kommt deshalb bei Bauten von einiger Bedeutung kaum noch in Frage. Neuere Verbesserungen bestehen darin, dafs man — wie weiterhin näher erläutert wird — am Kämpfer, im Scheitel, aber auch in anderen geeigneten Punkten des Bogens offene Fugen oder Lücken im Gewölbe absichtlich derart ausspart, dafs sie vor dem Ausrüsten vollkommen wieder geschlossen werden können. Einzelne Lücken läfst man zuweilen auch bis nach erfolgter Ausrüstung offen und schliefst sie dann erst.

Weitere neuere Verbesserungen sind durch das Schliefsen des Bogens an mehreren Stellen eingeführt worden. Dazu ist noch die Herstellung des Gewölbes in einzelnen Ringen gekommen.

Danach kann man heute folgende Mittel zur Verbesserung des gewöhnlichen Wölbverfahrens unterscheiden:

Aussparen von Lücken im Gewölbe,
Schliefsen an mehreren Gewölbestellen,
Wölben in Ringen.

Das Wölben in Ringen übten schon die alten Römer bei ihren Wasserleitungsbrücken, bei der Cloaca Maxima sind 3 Ringe in Anwendung gekommen. Wahrscheinlich ist auch das Schliefsen der Gewölbe an mehreren Stellen eine sehr alte Kunst. So weit bekannt wurde zuerst im Jahre 1788 ein Gewölbe an drei Stellen zugleich geschlossen, nämlich bei der Brücke von Maligny[46]) (26 m weit). Dies Verfahren wurde später aber nur vereinzelt angewendet: 1847 bei der Doubles-Brücke (5 Stellen), 1874 bei der Claix-Brücke (52 m weit) u. s. w. Bei beiden Brücken baute man gleichzeitig auch in Ringen. Alle drei genannten Mittel sind gleichzeitig wohl zum erstenmale bei den gröfsten französischen gewölbten Eisenbahnbrücken von Castelet, Lavaur und Antoinette in Anwendung gekommen (1882 bis 1884). Einzelheiten vergl. in § 27.

Um die Widerstandsfähigkeit von Gewölben, namentlich bei grofsen Spannweiten, zu erhöhen und dabei gleichzeitig Material zu sparen u. s. w., ist neuerdings vorgeschlagen worden, ein Gewölbe in der Bogenrichtung mit Hohlräumen zu versehen, ohne Änderung seiner Querschnittfläche und Breite.[47])

3. **Das Versetzen der Wölbsteine** bis auf einen Winkel der Lagerflächen von etwa 30° mit der Wagerechten wird in der Regel in bekannter Weise in vollem Mörtelbette bewirkt. Über diesen Winkel hinaus, wo ein Gleiten der Steine bereits eintreten kann, wird das Versetzen in vollem Mörtel um so schwieriger, je mehr man sich dem Scheitel nähert. Im eigentlichen Gewölbe ist daher das Versetzen der Steine in vollem Mörtelbette — ein Verfahren, das man früher für das solideste hielt — mehr und mehr verlassen worden. Man versetzt bei gröfseren Gewölben am besten die Wölbsteine anfangs trocken und legt, um die genaue Fugendicke zu wahren, in die Lagerfugen zwischen 2 Steinen Keile ein. Entweder sind dies kurze Holzkeile sowohl an der inneren als auch äufseren Leibung oder man legt in die innere Fuge Bleistreifen.[48]) Dadurch werden auch Mörtelnähte oder eine zu innige Verbindung des ausquellenden Mörtels mit der Schalung des Lehrgerüstes vermieden. Der Mörtel (möglichst trocken gehalten) wird, wenn die Wölbsteine derart versetzt sind, am besten mit schmalen Stampfeisen in die Fugen eingestofsen. Mit ganz besonderer Vorsicht mufs dabei vorgegangen werden bei

---

[46]) Gauthey, S. 88.

[47]) Das Hohlgewölbe im Brückenbau. Deutsche Bauz. 1897, S. 210.

[48]) Schon bei der Chester-Brücke (1833) und der Dora-Brücke (1834) wurden Bleistreifen derart verwendet.

denjenigen Fugen oder Lücken, an denen das Gewölbe zum Schlufs gebracht wird. Hier mufs man so lange stampfen und den Mörtel dadurch fest zu machen suchen, bis tatsächlich ein vollkommener Gewölbeschlufs erzielt ist, so dafs das Lehrgerüst entlastet wird und beim Ausrüsten das Gewölbe ganz als elastischer Bogen wirkt. Bei den erwähnten gröfsten französischen Eisenbahnbrücken hat man den pulverförmigen, mit feuchtem Sande gemengten Zementmörtel erst mit eisernen und dann mit eichenen Stöfseln so lange satt ausgestampft, bis sich an der Mörteloberfläche Wasser zu zeigen begann. Die Holzkeile werden nach erfolgtem Ausstampfen der Fugen fortgenommen und durch Mörtel ersetzt.

Die Bearbeitung der Fugen und die Fugendicke stehen in gewissem ursächlichem Zusammenhange. Je rauher die Fugenflächen, desto besser haftet der Mörtel an ihnen, um so weiter müssen aber die Fugen gehalten werden. Mit Hammer und Zweispitz ganz rauh behandelte Fugenflächen sind sorgfältiger bearbeiteten Fugenflächen vorzuziehen. Wird in Ringen gewölbt, so ist es durchaus nötig, die Steine der Höhe nach im Zusammenstofse mit dem darüberliegenden Ringe genau zu bearbeiten.

Bei der Claix-Brücke über den Drac bei Grenoble (vergl. § 27) verschlofs man, um Mörtelnähte zu vermeiden, die Fugen der inneren Leibung und der Stirn auf eine Tiefe von 2 cm mit Gips. Nach erfolgter Ausrüstung kratzte man den Gips wieder aus und füllte die Fugen unter Anwendung des Mörteleisens.

Bei der Wölbung der Lavaur- und der Antoinette-Brücke verwendete man Vicat-Zement, dessen grofse Härte ein Absplittern der Steinkanten befürchten liefs, wenn man die Lagerflächen der Steine hätte öfter verändern wollen, was beim Versetzen in vollem Mörtel nicht zu umgehen gewesen wäre. Deshalb versetzte man alle Steine des Gewölbes (oberhalb 30°) trocken, indem man zwischen die Fugen der äufseren und inneren Leibung Holzstücke von 4 cm Höhe legte, deren Stärke etwas kleiner war als die berechnete Fugendicke. In die ersten 4 Schichten an den Kämpfern legte man in die Fugen der inneren Leibung Bleistreifen von 4 cm Höhe. Diese wurden 1 cm tief in die Fugen gesteckt und verblieben darin, während die Holzstreifen später herausgenommen und durch Mörtel ersetzt wurden. — Beim Bau der Elbbrücke (Wittenberge) hat man das Ausfugen alsbald nach erfolgter Wölbung der betreffenden Schichten vorgenommen und deshalb nicht festgenagelte, zwischen den Kranzhölzern liegende Schalbretter angewendet (vergl. § 16, 1.)

4. Die **Herstellung bogenrechter (radialer) Fugen** erzielt man meist durch einfache Mittel. Bei Lehrgerüsten, auf denen die Krümmungsmittelpunkte markiert werden können, lassen sich die Gewölbefugen mit Hilfe von Schnüren oder Latten festlegen. Sind die Mittelpunkte nicht zu markieren, so hilft man sich mit Richtbogen (Quadranten) oder durch Schablonen aus Holz oder Zink, die, auf die Krümmung der Schalung gestellt, die Richtung der Fugen angeben. Beim letzten Verfahren ist man abhängig vom Setzen des Lehrgerüstes während der Wölbung, was zu beachten ist.

Perronet wendete bei Herstellung der aus 11 Mittelpunkten gezeichneten Wölblinie der Neuilly- und Nantes-Brücke, da eine Schnur keine genaue Messung gestattet hätte, einen hölzernen Richtbogen (Quadranten) von 0,8 m Halbmesser an. Auf ihm waren sämtliche Winkel der Lagerfugen mit der Wagerechten angegeben. Wenn man eine Seite des Richtbogens auf die Lagerfläche des zu versetzenden Steines stellte, so zeigte das in einer Ecke des Instrumentes angebrachte Lot bei richtiger Stellung des Steines genau auf die entsprechende Gradzahl des Bogens.

Bei grofsen Öffnungen ist es auch erforderlich, die Abszissen und Ordinaten der Punkte, in denen die innere Wölblinie von den Lagerfugen geschnitten wird, vom Kämpfer aus zu berechnen und dadurch die Lage der Wölbsteinkanten auf ihre Richtigkeit zu prüfen.

Bei der Wölbung der Nagold-Brücke bei Teinach (33 m Spannweite) erwies es sich als unausführbar, den Rücken der Lehrbögen genau nach der inneren Wölbungslinie zu gestalten. Deshalb wurde vor dem Versetzen jeder einzelnen Quaderschicht dem zugehörigen Schalholze die richtige Lage mittels

eines Koordinatensystemes gegeben, das auf eine an der Schwelle der Lehrbögen durch Nägel festgelegte Grundlinie bezogen war; an den Stirnlehrbögen waren aufserdem schon auf dem Reifsboden die Fugenrichtungen mittels Sägeschnitten eingekerbt.

Bei Gewölben, die eine veränderliche Stärke haben, kann man veränderliche Lehren benutzen, um die Stärken überall scharf und bequem abmessen zu können.[49])

5. Die **Herstellung von Gewölben aus mehreren Ringen** wäre allein vom theoretischen Standpunkte aus nicht zu empfehlen, weil die schon beim einfachen Gewölbe vorliegende 3fache statische Unbestimmtheit bei Anwendung mehrerer Ringe noch bedeutend erhöht wird. Es ist auch kaum ausführbar, zwei voneinander getrennte übereinander liegende Ringe eines Gewölbes in ihrer Bogenlänge so genau passend zu wölben, dafs jeder Ring den ihm rechnungsmäfsig zufallenden Teil der Last in Wirklichkeit zu tragen bekommt. Aber die praktischen Vorteile des Wölbens in Ringen, namentlich wenn dabei das Schliefsen der Ringe an mehreren Stellen erfolgt, sind für grofse Bogenweiten anerkannt so überwiegend, dafs die rein theoretischen Bedenken dagegen zurückstehen müssen.

Damit alle Ringe möglichst gleichmäfsig zum Tragen gezwungen werden, mufs man sie durch Einfügen von Binderschichten miteinander in Verband setzen. Dies geschieht auch bei den aus ½ Stein starken Ziegelringen ausgeführten englischen Brückengewölben, obgleich nach aufsen hin Verbandlosigkeit der Ringe zur Schau gestellt wird.

Um bei Ziegelgewölben, die in zwei Ringen hergestellt werden, den Schubspannungen zwischen den Ringflächen kräftig entgegenzuwirken, hat Bräuler[50]) eine besondere Verzahnung der beiden Ringe untereinander vorgeschlagen und auch mit Erfolg bei einigen 11 m weiten Bögen einer Talbrücke der Westerwaldbahn bei Sayn ausgeführt.

Die praktischen Vorteile des Ringwölbens bestehen bei Ziegelgewölben darin, dafs man die Formsteine spart — und das ist der Grund, warum die Engländer häufig in Ringen wölbten.[51]) Bei grofsen Gewölben aus natürlichen Steinen kann man bei dieser Art des Wölbens den Druck auf das Lehrgerüst und damit dessen Senkung verringern, weil das Gewicht des ersten Ringes kleiner ist, als das Gewicht des ganzen Gewölbes, und weil der erste Ring nach erfolgtem Schlufs sofort einen Teil des Gewichtes der über ihm liegenden folgenden Ringe zu tragen vermag. In dieser Entlastung des Lehrgerüstes beim Wölben liegt der Grund, weshalb die Anwendung von Ringen bei Herstellung bedeutender Gewölbe in der Neuzeit sehr in Aufnahme gekommen ist. Schon Dupuit[52]) hat dies Verfahren empfohlen. Es kam mit grofsem Erfolge u. a. zur Anwendung bei der Brücke über die Isère, der Tilsit-Brücke in Lyon und der Claix-Brücke über den Drac. Bei der Tilsit-Brücke wurden die Werksteine trocken versetzt und nachher mit Portland-Zement vergossen.

Über Einzelheiten derartiger Ausführungen vergl. § 27.

6. **Bruchsteingewölbe mit ausgegossenen Fugen.** Die Anwendung von handlichen, häufig ganz unbearbeiteten Bruchsteinen ist besonders für Frankreich[53]) eigentümlich.

---

[49]) Zentralbl. d. Bauverw. 1889, S. 493. Lehre für Gewölbe von veränderlicher Stärke.

[50]) Bräuler, Ziegelsteingewölbe aus verzahnten Ringen. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1890, S. 363.

[51]) Vergl. Allg. Bauz. 1838, S. 59 (Flaminius, Bemerkungen auf einer Reise in England im Sommer 1837). — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 326 (Meyer, Über englische Eisenbahnbrücken).

[52]) Traité de l'équilibre des voutes, S. 283. Vergl. auch § 23, 2.

[53]) Brücke in Gufsmauerwerk aus Santorin-Erde bei Barcola. Allg. Bauz. 1848, S. 59. — Aynard, Note sur la fondation du pont de Ménat et sur l'emploi de petits matériaux dans la construction des voutes.

Die Festigkeit der aus diesem Material hergestellten Gewölbe beruht im wesentlichen auf der Güte des in Anwendung kommenden Zementmörtels. Ihre Herstellung bietet viele Vorteile, namentlich gestattet sie die Vereinfachung der Hilfsvorrichtungen.

Die erste in derartigem Mauerwerk und Vassy-Zement ausgeführte Brücke war der *Pont aux Doubles* in Paris (1847). Bei dieser Brücke wurde auch in Ringen gewölbt und der erste Ring mit 1 m breiten Lücken in 4 Teile zerlegt, und gleichzeitig an 5 Stellen geschlossen. In demselben Jahre machte der Oberbergrat Henschel in Kassel einen ähnlichen erfolgreichen Versuch beim Bau einer schiefen Brücke von 11,3 m Spannweite über die Ahne. Die Bruchsteine wurden im Verbande und nach der Schraubenlinie trocken mit 8 mm weiten Fugen versetzt, dann durch Übergiefsen von Wasser von Staub und Schmutz gereinigt und mit Zementmörtel vergossen.

In ähnlicher Weise sind auch die bis 50 m weiten Gewölbe der im Jahre 1855/56 erbauten Eisenbahnbrücke zu Nogent sur Marne auf der Linie Paris-Mühlhausen hergestellt. Der hier verbrauchte Zement von Vassy wurde von gewandten Arbeitern in ganz kleinen Mengen mit starken Kellen auf besonderen Tennen zubereitet und in den unteren Gewölbepartien mit 2 Teilen, in der Scheitelgegend mit weniger (bis zu 1 Teil) Sand vermischt.

In Deutschland sind Brücken in Bruchstein-Füllmauerwerk zuerst durch die Vorwohler Zementbau-Gesellschaft Liebold & Co. in Holzminden mit Erfolg gebaut worden.[54])

Bemerkenswert ist das Gewölbe der Unterführung des Lerchen-Mühlgrabens in der Tiefbauschacht-Bahn bei Zwickau.[55]) Man hat dies Gewölbe, dessen Achse im Grundrisse gekrümmt ist, in zwei Ringen hergestellt und das Lehrgerüst aufsergewöhnlich leicht (mit 4,80 m weit gestellten Bindern) angeordnet. Ehe die Wölbung begann, wurde die Schalung mit einer Abkochung von grüner Seife bestrichen, um eine Verbindung des Zementmörtels mit den rauhen Schalbrettern zu verhindern. Die verwendeten Bruchsteine sind Abfälle, die bei der Schieferindustrie entstehen, sogenannte Theumaer Spitzen, 3 bis 5 cm stark, 20 und 30 cm lang. Unter Verwendung eines Zementmörtels vom Mischungsverhältnis 1 : 3 wurde der erste Ring 25 cm stark gewölbt, wobei in genügender Anzahl und regelmäfsigen Abständen 50 cm hohe Bänder hergestellt wurden, um eine möglichst innige Verbindung mit dem zweiten, ebenfalls 25 cm starken Ringe zu erzielen. Der erste Ring blieb sieben Tage liegen, so dafs er erhärten konnte. Das Lehrgerüst wurde erst sechs Wochen nach Schlufs des zweiten Ringes beseitigt. Nach erfolgter Ausrüstung soll sich nicht die geringste Senkung gezeigt haben.

7. Die **Brücken aus Zementbeton**[56]) sind in den letzten Jahren sehr in Aufnahme gekommen. Gründe hierfür sind in erster Linie die Vervollkommnung in der Herstellung

Ann. des ponts et chaussées 1849 I. S. 249. — Ponts en ciment. Daselbst 1855 I. S. 252, mit einer Tabelle, in welcher Zusammensetzung, Gewicht, Pressung und Senkung der verschiedenen Gewölbe aufgeführt sind. — Vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1856, S. 124 u. 127.

[54]) Zeitschr. f. Bauhandw. 1882, S. 9. Die neuen Bruchsteinbrücken und Kanäle der Vorwohler Portland-Zement-Fabrik.

[55]) Jahrbuch des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 267.

[56]) Deutsche Bauz. 1872, S. 260 (Hoffmann, Massive Brücke von 8,16 m Weite bei Lübars). — Ebendaselbst 1873, S. 75 (Hoffmann, Die Überwölbung des Gerberbaches in der Stadt Schaffhausen). — Ebendaselbst 1877, S. 259 (Liebold, Brücke aus Zementbeton). — Auch die Brücke über den Lavale zwischen Sorio und Logrona in Spanien weist drei Segmentgewölbe à 10 m Spannweite und 2,34 m Pfeil auf, die samt den Mittelpfeilern aus Beton mit blofser Quaderverkleidung bestehen. Desgleichen bestehen die 10,2 m weiten elliptischen Gewölbe der Brücke bei Lumbreras über den Ireguaz daselbst aus Beton. — Neuere spanische Brücken von der Wiener Weltausstellung s. Rziha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, 1877 II. S. 194. — Deutsche Bauz. 1888, S. 290. Über Betongewölbe bei Brückenbauten. — Daselbst 1892, S. 496. Brückenbauten in Stampfbeton. — 1896, S. 154. Ausgeführte Betonbauten. — 1897, S. 45. Betonbrücken. — Engng. News 1893 II. S. 189. Erste Betonbrücke der Ver. Staaten in Philadelphia. — Engineer 1894 I. S. 521. Betonbrücken der Antwerpener Ausstellung. — Revue techn. 1895, S. 262. Erbauung einer Betonbrücke in 20 Stunden (Schottland). — Vergl. auch den Literatur-Nachweis am Schlusse.

des Portland-Zements. Auch lassen sich Betonbrücken im allgemeinen rascher[57]) und billiger herstellen, als die in gewöhnlicher Weise gewölbten Brücken. Die neuesten Fortschritte im Betonbrückenbau gründen sich im besonderen auf folgende Errungenschaften: Weitgehende Erkenntnis der physikalischen und chemischen Eigenschaften des Zementes; Erzielung einer sehr gleichmäfsigen und sehr festen Mischung von Beton durch feinere Mahlung des Zementes und durch Anwendung von Betonbereitungs-Maschinen (vergl. Teil IV); auf die auf Grund von Versuchen gegebene Erkenntnis, dafs ein gut ausgeführtes Betongewölbe unter der Belastung als ein sehr vollkommener elastischer Bogen wirkt. Von weittragender Bedeutung für die Erkenntnis des Wertes der Betongewölbe waren die bekannten, vom Öster. Ingenieur- und Architekten-Verein veranlafsten Versuche und theoretischen Untersuchungen.[58]) Auch das Verfahren des Schliefsens an mehreren Stellen wird bei Betongewölben geübt.

Grofsunternehmer im Betonbau sind Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg bei Biebrich a. Rh., B. Liebold & Co. in Holzminden und die Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin u. a.

Der Zementbeton oder Stampfbeton, wie er neuerdings meist genannt wird, soll für Gewölbe (nach Dyckerhoff) folgende Zusammensetzung haben: 1 Raumteil Portland-Zement auf 5 bis 6 Raumteile Kiessand und 5 bis 6 Raumteile Kiessteine (oder 7 bis 8 Raumteile harten Steinschlag). Harter Steinschlag wird, wo er nicht zu teuer zu beschaffen ist, als Zusatz zum Kiessand den Kiessteinen vorzuziehen sein. Der Wert des Kiessandes ist vor dem Gebrauche durch Proben auf die Zugfestigkeit des mit dem Sande zu mischenden Zementmörtels festzustellen.

Vielfach wird noch irrig angenommen, dafs ein gröfserer Zusatz von Steinschlag eine weniger fette, d. h. minderwertige Mischung gäbe. Das Gegenteil ist der Fall. Das eigentliche Mischungsverhältnis des Betonmörtels ist nur nach seinen Mengen an Kiessand und Zement zu beurteilen. Zusätze an Kiessteinen oder Steinschlag, in den richtigen Grenzen gehalten, bedeuten immer eine Erhöhung der Festigkeit des Betons. Man erreicht durch Betonmischungen mit gröfserem Steinzusatz aufserdem den Vorteil, dafs die elastischen Formänderungen infolge von Änderungen in der Luftwärme kleiner werden.

Bei der Bereitung des Betons wird zu jeder Mischung ein Sack Portland-Zement (70 **kg** = 50 l) verwendet und der Zement über dem erforderlichen abgemessenen Kiessand ausgebreitet. Diese Mischung ist — je nach der Beschaffenheit des Sandes — erst 3 bis 4 mal trocken durchzuarbeiten. Dann wird die Masse unter allmählichem Zugiefsen von Wasser etwa noch 3 mal durchgerührt, bis sie gleichmäfsig feucht geworden ist. Darauf werden die gemessenen und gut abgespülten Steine zugesetzt und die so erhaltene Betonmischung wird schliefslich durch mehrmaliges Umrühren fertig gemacht.

Der fertige Beton soll in möglichster Nähe der Verwendungsstelle liegen. Er wird in Schichten von 18 bis 20 **cm** Stärke aufgebracht und mit 12 bis 15 **kg** schweren, etwa 20 **cm** breiten Stämpfeln so lange gestampft, bis der Beton „schwitzt“, d. h. bis sich auf der Oberfläche Wasser zeigt.

---

[57]) Die Überwölbung der Weiseritz (mit 18 m Weite und 12 m Höhe) unter dem Eisenbahndamme des neuen Güterbahnhofes in Dresden-Friedrichstadt mit 6000 cbm Beton-Inhalt wurde in 3 Monaten fertiggestellt.

[58]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 10—34. Auch als Sonderdruck erschienen. Vergl. auch den Auszug in „Leibbrand. Gewölbte Brücken“, 1897, S. 13.

Soll der Beton wasserdicht werden, so ist er mit einer Schicht von reinem Zementmörtel zu verputzen (1 Raumteil Portland-Zement und 2 bis $2^{1}/_{2}$ Raumteile Sand). Will man den Mörtel noch geschmeidiger machen, so vermengt man ihn noch mit 0,1 Raumteil Fettkalk in Form von Kalkmilch. Der dickbreiige Zementmörtel wird in 2 bis 3 Lagen auf die rauhe und gereinigte Betonfläche etwa 10 mm stark aufgebracht, mit dem Richtscheit abgezogen und mit hölzernen Scheiben abgerieben. Nach erfolgtem Abbinden des Mörtels bringt man schliefslich noch eine Lage von reinem Zementbrei auf, die mit der Filzscheibe zu glätten ist.

Um zu verhüten, dafs bei der Herstellung von Betongewölben das Zementwasser durch die Schalbretter fliefst, und namentlich, um nach dem Ausrüsten eine saubere Gewölbeleitung zu erhalten, hat man die Schalung mit einer schützenden Decke zu versehen. Dazu ist Packpapier, Eisenblech oder ein Gipsüberzug angewendet worden.

Ölen des Überzuges ist zu empfehlen, um ein leichtes Loslösen des Betons zu erreichen. Schon getrocknete Betonflächen, die an frische stofsen, sollten immer zuvor mit dünnem Zementmörtel beworfen werden, um eine innige Verbindung aller Teile des Gewölbes zu erzielen.

Weil reine Betonflächen nach aufsen unansehnlich wirken, so hat man vielfach mit Erfolg versucht, die Flächen durch Verwendung von farbigem Zement lebendiger erscheinen zu lassen. Auch sind zu gleichem Zwecke farbige Betonsteine besonders hergestellt und als Verkleidung u. dergl. benutzt worden (Munderkingen). Bei der Brücke de la Coulouvrenière über die Rhone in Genf (40 m Weite) hat man Pfeiler und Gewölbezwickel mit natürlichen Steinen verkleidet und den Betonsteinen der Gewölbe eine Bearbeitung und Bossierung gegeben, die sie natürlichen Steinen täuschend ähnlich macht. Die Architekturteile der Brücke sind teils von Marmor, teils von Granit gebildet.

Um die Räume für später anzubringende Verkleidungen und Verzierungen im Beton zu schaffen, müssen auf dem Lehrgerüste entsprechende Kastenformen gebildet oder Gipsmodelle der einzusetzenden Stücke befestigt werden. Aufgenagelte Leisten geben Fugeneinschnitte u. dergl. Alle an die Betonflächen angrenzenden Holzflächen, darunter auch die Steinfläche des Gewölbes, müssen einen geölten Papier- oder Gipsüberzug erhalten.

Über die Herstellung neuerer Betonbrücken folgen einige Einzelheiten:

1. Donaubrücke bei Munderkingen (50 m Weite). Das Vorkommen sehr brauchbaren Kieses und Sandes unmittelbar an der Baustelle, sowie die Nähe der oberschwäbischen Zementfabriken in Ehingen, Blaubeuren u. s. w., deren Erzeugnisse vorzügliche sind, waren Veranlassung, für die Brücke Beton als wesentlichsten Baustoff zu wählen. Vor Feststellung des Entwurfes wurden im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München eingehende Versuche mit einer Reihe von Betonmischungen gemacht. Für jede Betongattung sind drei würfelähnliche Versuchskörper von 12/12 cm Grundfläche und 14 cm Höhe, sowie drei Prismen von der nämlichen Grundfläche bei 30 cm Höhe hergestellt worden. Über die Ergebnisse dieser Versuche vergl. die Literatur-Quelle.

Der verwendete oberschwäbische Portland-Zement mufste für die Gewölbe besonders fein gemahlen sein. In dem Normalsieb von 900 Maschen auf 1 qcm blieb kein Rückstand, bei 5000 Maschen blieben 15 Hundertstel. Diese Feinheit geht weit über die allgemeinen Vorschriften für einheitliche Lieferung und Prüfung des Portland-Zementes hinaus, die bekanntlich beim 900 Maschensieb noch 10 Hundertstel Rückstand zulassen. Nicht zum geringsten Teile ist gerade diesem Umstande die erzielte grofse Festigkeit des Betons zuzuschreiben.

Die Probekörper mit 5 qcm Bruchquerschnitt (1 Gewichtsteil Zement und 3 Gewichtsteile Normalsand) lagen 1 Tag in der Luft und 6 Tage unter Wasser und zeigten durchschnittlich 22 bis 29 at Zugfestigkeit.

Der Steinschlag (von etwa 4 cm Normalgröfse) wurde neben der Baustelle auf einer Steinquetschmaschine (durch Lokomobile getrieben) gebrochen. Der Beton wurde in einer Mischtrommel hergestellt, die ebenfalls durch eine Lokomobile in Gang gesetzt wurde.

Vier anfangs August 1893 der Mischtrommel entnommene Proben wurden 5 Monate später in der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart untersucht. Sie ergaben Druckfestigkeiten von im Mittel 332 at; nach 2 Jahren 7 Monaten von im Mittel 477 bis 520 at. Danach hat man eine Druckspannung von 34 at im Gewölbe für zulässig angenommen. Das spezifische Gewicht des Betons war nach 5 Monaten 2,4.

Die Bauarbeiten begannen am 11. April 1893. Die Mischtrommel für die Betonbereitung zum Gewölbe wurde auf ein Holzgerüst gestellt. Kies, Sand und Zement führte man mit Rollwagen auf Rampen zur Plattform des Gerüstes. Die Entnahme des Betons erfolgte in Schwebegefäfsen einer Laufbahn, die an jede Stelle des Baues geleitet werden konnten.

Da die Brücke 15° schief war, so hat man die Lagerfugen der Wölbsteine nach dem englischen Fugenschnitt angelegt. Zu dem Zwecke wurden über der Schalung des Lehrgerüstes — winkelrecht zur Bogenleibung — in Längen von 1 bis 1,5 m (der Bogenlinie nach gemessen) Dielwände aufgestellt, die so hoch wie das Gewölbe stark, und deshalb, der Breite der Brücke nach, in 3 Absätzen abgetreppt waren. Diese, grofse Gewölbequaderformen vorstellenden Kästen wurden (in etwa 30 cm hohen Schichten) ausbetoniert und gestampft.

Vor dem Einbringen des Betons ist die Lehrgerüstschalung mit starkem Packpapiere überzogen worden, das mit Leinöl bestrichen wurde. Darauf sind kleine trapezförmige Holzleisten aufgenagelt worden, um der inneren Leibung eine Teilung nach der Richtung des englischen Fugenschnittes zu geben. Die Gewölbestirnen wurden vollständig mit gehobelten Brettern eingeschalt, auf die keilförmig verjüngte Hölzer genagelt wurden, um die Abfasung des Bogens und seine Bosseneinteilung zu erhalten. Auch diese Schalungen wurden geölt.

Ehe man den Beton an den Gewölbesteinen einbrachte, wurde dort (auf etwa 10 cm Dicke) eine Stirnschicht vorgesetzt, die aus trockenem Zementmörtel — 1 Farbzement auf 2 feinem Sand — bestand und mit gröfster Sorgfalt festgeklopft und festgestofsen worden ist. Der feuchter als gewöhnlich gehaltene Gewölbebeton hat sich mit der vor ihm hergestellten Stirnschicht tadellos verbunden.

Es wurde wechselweise je auf der einen und auf der anderen Bogenseite vom Kämpfer her gegen den Scheitel betoniert. Dabei blieb ein Betonstück 3 Stunden in Ruhe, bevor die Schalung beseitigt und gegen den Scheitel weiter betoniert wurde. Als die Wölbung je etwa 8 m weit von beiden Kämpfern her vorgerückt war, legte man (auf 16 m Weite) je ein künstliches Widerlager ein, von welchem aus bis zum Scheitel gewölbt wurde.

Die Herstellung der Gewölbebetonierung dauerte 19 Tage, eingerechnet die sorgfältige Einbetonierung der vorhandenen eisernen Gelenke an den Kämpfern und am Scheitel (vergl. § 27). Zehn Tage nach erfolgtem Gewölbeschlufs wurde das Gewölbe im Scheitel um 30 mm gesenkt, um sein Auftreiben durch etwaiges Aufquellen des Lehrgerüstes zu verhüten. Während des Wölbens wurde das Lehrgerüst durch Ausspritzen gleichmäfsig feucht erhalten. Achtundzwanzig Tage nach erfolgtem Schlufs wurde das Gewölbe ausgerüstet.

Um der Brücke ein besseres Aussehen zu geben, sind rötlich und schwach grünlich gefärbte Zemente in Anwendung gekommen. Die Stirnen des Gewölbes, die Bossenquader der Seitendurchlässe, Konsolschichten und Abdeckung erhielten dadurch den Ton des bunten Sandsteines, während die Brüstungen und glatten Schichten der Seitendurchlässe ins Grünliche spielten. Die vorkommenden Bossen sind mit Hammer und Schlageisen nachgearbeitet worden.

Die nötigen Zementquader wurden in Holzformen hergestellt, die durch Schrauben lösbar und innen geölt waren. Die Sichtflächen der Quader erhielten eine 2 bis 3 cm dicke Lage sehr trockenen Mörtels (1 Farbzement und 2 Sand), der mit gröfster Sorgfalt an die Holzwandungen geschlagen wurde. Der verbleibende Kern wurde mit Beton (1 Zement, 2 Sand, 3 Kies) ausgefüllt. Nach 24 Stunden löste man die Holzform und überliefs den Zementquader auf einer Sandunterlage der Erhärtung.

Nach 7 monatlicher Bauzeit wurde die Brücke dem Verkehr übergeben. Bisher hat sie sich tadellos gehalten.

2. Beim Bau der Brücke de la Coulouvrenière über die Rhone in Genf, deren 2 Hauptbögen je 40 m Weite haben, erfolgte die Betonbereitung in 3 Maschinen, von denen jede 4 bis 8 cbm fertige Masse in der Stunde liefern konnte. Der Beton ist in 1 m langen Stücken, von 4 Stellen der Schalung aus, gewölbsteinartig und möglichst gleichförmig aufgebracht und zwischen beiderseitigen Fugenschalungen festgestampft worden. Täglich wurden im Mittel 100 cbm Beton aufgebracht.

3. Die Betonbogen der Reichenbachbrücke in München sind als Dreigelenkbogen nach gleichen Konstruktions-Grundsätzen gebaut wie die dortige Corneliusbrücke, von welcher im August 1902 ein Bogen einstürzte.[59]) — Die 20 m breite Brücke besitzt eine Hauptöffnung von 44 m und drei Seitenöffnungen von 26 bis 28 m Weite. Der Bau begann im Juni 1902 und schon nach 13 monatlicher Bauzeit wurde die Brücke dem Verkehr übergeben. — Das Aufstellen der Lehrgerüste geschah im November 1902. Jedes Gerüst besafs 11 Binder, deren Abstand 2 m war. Die Schalung bestand aus dicht nebeneinander liegenden Hölzern von 12/15 cm Stärke. Die 20,5 m breiten Gewölbe, sowie die Pfeiler und Widerlager wurden aus Beton — die Mischung $1:2^1/_2:5$ — hergestellt und ihre sämtlichen Sichtflächen mit Muschelkalk verkleidet. Der grofse Bogen erhielt Walzgelenke, die drei kleineren nur gelenkartig wirkende Bleieinlagen. Um Aufschlufs über die Wirksamkeit eines Gelenks mit Bleieinlagen zu erhalten, wurde ein solches im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in München durch Prof. Dr. Föppl geprüft.[60]) Die Betonierung erfolgte auf beiden Bogenhälften symmetrisch zur Mitte in einzelnen grofsen Quadern, so dafs eine möglichst gleichmäfsige Belastung des Lehrgerüstes zu erwarten war. In Längen von 1,2 bis 1,5 m (in der Bogenlinie gemessen) wurden Holzschalungen senkrecht zur Bogenachse, von Stirn zu Stirn durchgehend, aufgestellt und in diese Formen der Beton in 10 bis 15 cm hohen Schichten eingestampft. Nach erfolgtem Erhärten wurden die Schalungen beseitigt und die von ihnen gebildeten Lücken ausgestampft. Vorher wurden aber, um eine innige Verbindung der einzelnen Betonquader untereinander zu bewirken, deren Aufsenflächen mit dem Zweispitz gerauht und mit dünnflüssigem Zementmörtel überzogen. — Besondere Sorgfalt wurde auf das Versetzen der Gelenke verwendet. Kurz vor Gewölbeschlufs an den Gelenken, als das Lehrgerüst nahezu seine volle Last erhalten hatte und vor weiteren Formänderungen sicher war, wurden die Gewölbe noch einmal genau eingerichtet und dann folgte der Gewölbeschlufs, wobei die vorhandenen Fugen mit Mörtel der Mischung 1 : 2 ausgestampft wurden. — Weitere Einzelheiten vergl. in Kap. II.

Bei der Herstellung der Monier-Gewölbe werden die einzulegenden Rundeisenstäbe nach der Gewölbelinie gekrümmt und in entsprechender Entfernung nebeneinander auf die Lehrgerüstschalung gelegt, wobei die Länge der Stäbe in der Regel so bemessen wird, dafs sie zu jeder Seite etwas über die Kämpferfuge vorragen und auf das bis dahin fertiggestellte Widerlager stofsen. Beim Bau einer Eisenbahnbrücke[61]) wurden quer über die in 8 cm Entfernung lose nebeneinander liegenden 1 cm starken Rundstäbe 0,7 cm starke Eisenstäbe in 12 cm Abständen gelegt. An den Kreuzungsstellen umflocht man Querstäbe und Bogenstäbe mit Eisendraht, wodurch ein völlig steifer Eisenrost entstand. Der Rost wurde nachgerichtet, damit er sich der Schalung dicht anschmiegte, darauf in seiner ganzen Ausdehnung um 3 cm gehoben und durch Einklemmen von entsprechend beschlagenen kleinen Steinstücken in seiner entwurfsmäfsigen Lage über der Schalung schwebend erhalten. Sodann brachte man die Gewölbemasse auf — aus 1 Teil Zement, 4 Teilen scharfen, grobkörnigen Quadersandes bestehend — und stampfte sie bis auf halbe Gewölbedicke, so dafs der Eisenrost vollkommen umhüllt und die Gewölbemasse an den Widerlagern angebunden war. Nach erfolgter Erhärtung der Gewölbehälfte wurde der für die Rückenfläche bestimmte Eisenrost ebenso verlegt, verbunden, gehoben und in schwebender Lage erhalten, wie der untere Rost. Es erfolgte danach das Ausstampfen der oberen Gewölbehälfte und schliefslich die Ergänzung der Widerlager und die Übermauerung, ebenfalls in Stampfbeton. Die Abdeckung wurde bewirkt durch fetten Zementputz, der zur Erzielung der notwendigen Dichtigkeit noch einen zweimaligen Anstrich von Holzzement erhielt.

§ 24. Herstellung der schiefen Gewölbe. Bei schiefen Backstein- und Bruchsteingewölben genügen ziemlich einfache Hilfsmittel. Bei diesen Gewölben handelt es sich

59) Beton u. Eisen 1903, S. 305.

60) Daselbst 1904, S. 12.

61) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 45.

namentlich darum, die Lagerfugen auf der Schalung vorzuzeichnen und zu markieren, wobei man biegsame Lineale benutzt; bei Backsteingewölben kann man auch Papierschablonen zu Hilfe nehmen, worüber Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 269 näheres enthält.

In § 27 des II. Kapitels sind die graphischen Hilfsmittel und die Rechnungen vorgeführt, die es ermöglichen, die Liniennetze schiefer Werksteingewölbe auf einem Reifsboden in natürlicher Gröfse zu verzeichnen und die Schablonen für die einzelnen Steine zu gewinnen. Auch von dem Heraustragen und Bearbeiten der Wölbsteine ist auf S. 244 bereits die Rede gewesen. Aufser Schablonen, Richtscheiten und Winkeln mit einem biegsamen Schenkel kommen auch sogenannte Schmiegen für die vorkommenden spitzen und stumpfen Winkel in Anwendung. Für die Herstellung der windschiefen Flächen benutzt man zwei durch Stangen verbundene Richtscheite mit entsprechend stellbaren Kanten. Zur Bearbeitung der Leibungsflächen dienen Schablonen, die zu je zweien durch Querhölzer verbunden und aufserdem mit bogenrecht (radial) stehenden Ansätzen versehen sind.

Die genannten Hilfsmittel genügen in den meisten Fällen, um den Werksteinen die richtige Gestalt zu geben. Mit einer richtigen Bearbeitung der Steine mufs aber ein genaues Versetzen Hand in Hand gehen. Zu diesem Zwecke mufs auf dem Lehrgerüst eine genaue Markierung der Fugeneinteilung vorgenommen werden. Bei dem *Pont de quatre saison* hat man aufserdem Drähte, die in angemessener Weise ausgespannt wurden, mit Erfolg verwendet. Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die Originalmitteilungen zu verweisen.[62]) Eingehender soll eine Vorrichtung besprochen werden, mit deren Hilfe man die zur Bestimmung der räumlichen Lage eines Wölbsteines erforderlichen Elemente für ein schiefes Gewölbe mit kreisförmigem Normalschnitt in natürlicher Gröfse zeichnen oder auf dem Lehrgerüst festlegen kann.[63])

Die Vorrichtung ist durch die Abbildungen 41 bis 48 veranschaulicht. Sie besteht im wesentlichen aus einem „Leibungsstück“ *(douelle)* und einer senkrechten Leitebene P, die derart auf einem festen eisernen Gestell zusammen gelagert sind, dafs beide Teile alle erforderlichen Stellungen einnehmen können (Abb. 41 u. 42).

Das Gestell ist ein auf vier Füfsen stehender Rahmen, worin eine Klemmvorrichtung F, die Lager E und der Stab $T\,T$, der als Drehungsachse für die Leitebene P dient, angebracht sind.

Das Leibungsstück besteht aus fünf unter sich verbundenen parallelen Kranzhölzern a, deren obere Kanten $m\ o\ m'$ genau nach der Form der Bogenleibung eines normalen Gewölbeschnittes gekrümmt und zur Aufnahme von Zeichenpapier mit Karton oder einer Zinktafel überzogen sind. Vor Beginn der zeichnerischen Arbeit werden an dem Leibungsstück noch folgende Teile befestigt:

1. Auf den Rahmenhölzern $b\ b$, $b'\ b'$ dünne rechteckige Latten $L\ L'$, die ein wenig über die Zeichenfläche vorstehen, so dafs durch die vorstehenden Kanten eine Ebene parallel zur Berührungsebene an die mittlere Erzeugende des Leibungsstückes festgelegt ist,
2. die eisernen Zapfenträger $p\ q$,
3. Auf dem mittleren Kranzholze der eiserne Gradbogen S, dessen Mittelpunkt in die Achse E fällt und der eine Drehung des Leibungsstückes um 90° gestattet.

---

[62]) Aufser den im II. Kap. gemachten Mitteilungen mögen hier hervorgehoben werden: **Rumpf**, Schiefe Wegebrücke bei Ellershausen. Notizbl. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1854, S. 554. — **Hoffmann**, Anleitung zu Entwurf und Ausführung schiefer Quaderbrücken-Gewölbe. Allg. Bauz. 1871. — **de Vialar**, Pont des quatre saisons (Chemin de fer de Rodez à Millan). Note sur la construction des voutes. Ann. des ponts et chaussées 1878 I. S. 259. — **Sampité**, Appareil orthogonal dans les voutes dont la section droite est une ellipse surbaissée. Ann. des ponts et chaussées 1882 II. S. 578. — **Blot**, Note sur l'appareil hélicoidal des voûtes biaises par la méthode Theuil. Daselbst 1896 I. S. 663.

[63]) **Gros**, Note sur le tracé direct, en vraie grandeur, des panneaux des voussoirs d'une voute biaise à section droite circulaire. Ann. des ponts et chaussées 1877 I. S. 533.

Die als Holztafel hergestellte Leitebene P (Abb. 42) kann mit Hilfe des Richtbogens (Quadranten) J, der Klemmschraube w und der Sehlinie $x\,y$ des Gestells parallel zur Stirnfläche des Gewölbes festgestellt werden, wobei sie um die senkrechte Achse $T\,T$ gedreht wird.

Die Vorrichtung kann z. B. zur Bestimmung der räumlichen Lage der Stirnwölbsteine, wie folgt, benutzt werden.

Abb. 41.

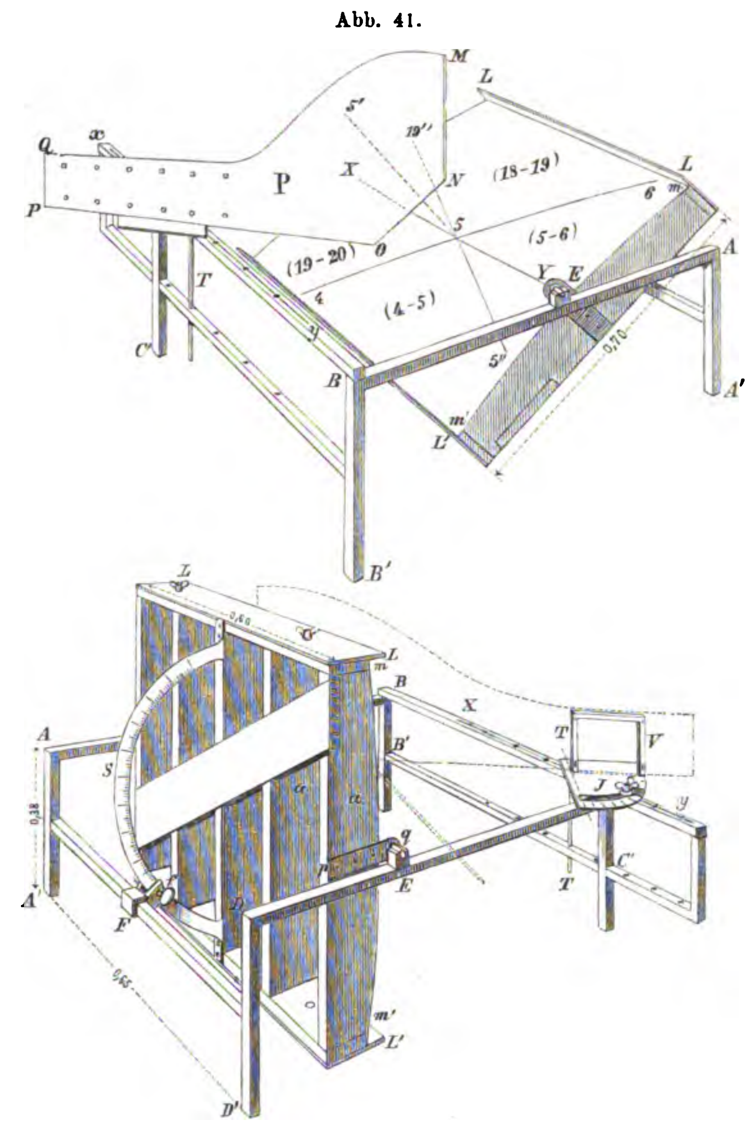


Abb. 42.

Von dem Viertelkreis und der Viertelellipse, die bezw. die Form des Normalschnittes und der Stirnansicht des gegebenen Bogens der inneren Leibung darstellen, zeichne man einen Rifs in natürlicher Gröfse (Abb. 43), markiere auf der Ellipse die Teilpunkte 0, 1, 2 . . . . . der Wölbsteine und übertrage sie wagerecht auf den Kreisbogen. α_5 sei der Winkel, den der zum Teilpunkt 5 gehörige Halbmesser mit der Wagerechten einschliefst. Will man die mühsame Arbeit des Zeichnens der Ellipse in natürlicher Gröfse umgehen, so bestimme man die Teilpunkte in der Ellipse so, als ob sie in gleichweit entfernten Erzeugenden der Leibungsfläche lägen.

Dann ergibt sich:

$$\alpha_5 = \frac{5 \,.\, 180^\circ}{n},$$

wenn n die Anzahl der Wölbsteine des Stirnkranzes ist. Diese Annahme bringt es mit sich, dafs die Wölbsteine in der Nähe des Scheitels etwas stärker als am Kämpfer werden. Der Unterschied ist jedoch bei Gewölben, deren Schiefe nicht unter 60° liegt, kaum bemerkbar.

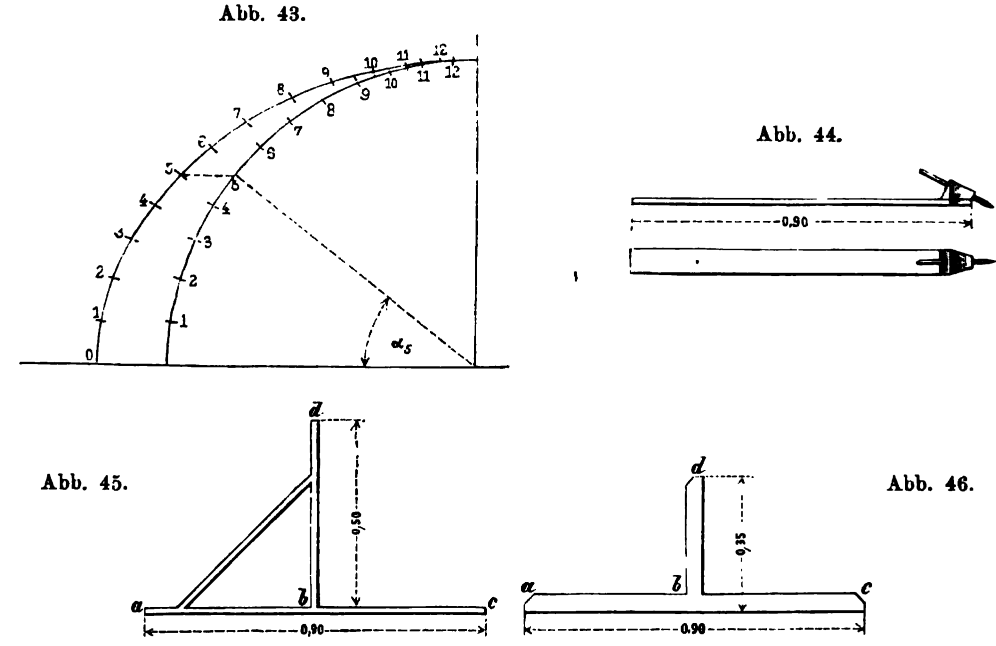
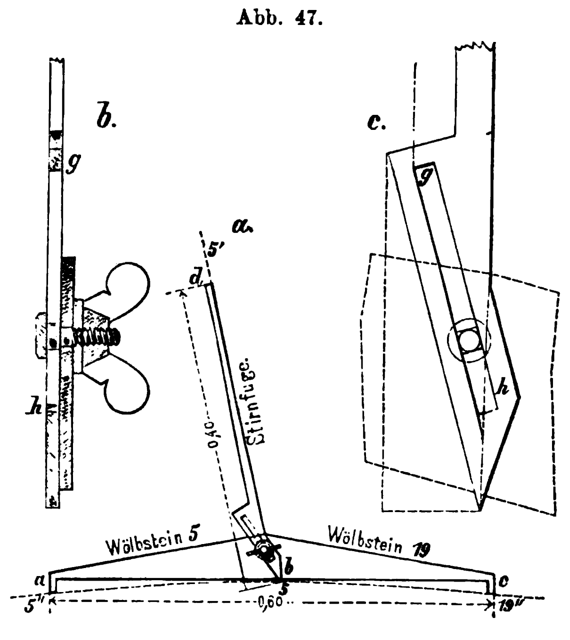


Abb. 43. Abb. 44. Abb. 45. Abb. 46.

Indem man nun den Gradbogen S auf α_5 einstellt, gibt man dadurch dem Leibungstück eine solche Lage, dafs eine mittlere Erzeugende $x\,y$ räumlich die zum Teilpunkte 5 gehörige Erzeugende darstellt. Ist auch die Leitebene P der Schiefe des Gewölbes entsprechend eingestellt, so zeichnet man mit Hilfe des Lineals (Abb. 44), das an einem Ende mit einem Bleistift versehen ist, und das man dabei auf der Leitebene gleiten läfst, auf dem Leibungsstück die Schnittlinie der Ebene P mit der Leibungsfläche, d. h. die innere Wölblinie 4, 5, 6 (Abb. 41).

Um auf der Ebene P die Stofsfuge 5 5' der Stirn zu zeichnen, legt man an die Ebene ein Winkelmafs (Abb. 45), wobei dessen Grundlinie $a\,c$ auf den Lattenkanten $L\,L$, $L'\,L'$ und der Schenkel $b\,d$ genau über den Punkt 5 — d. i. der Schnittpunkt der Erzeugenden $x\,y$ mit der Leibungslinie 4, 5, 6 — zu liegen kommen mufs. Um ferner auf dem Leibungsstücke die Lagerfuge 5 5'' ziehen zu können, stellt man daselbst den langen Schenkel der biegsamen Schmiege (Abb. 46) derart auf, dafs er die Kurve 4, 5, 6 berührt und zieht die Linie 5 5'' an dem kurzen Schenkel $b\,d$. Verlängert man diese Linie zu beiden Seiten der 4, 5, 6, so erhält man genau genug die Schraubenlinie für die Lagerfuge der Leibung.

Abb. 47.



Ehe man nun die Klemmschraube f löst, um den Gradbogen z. B. auf den Winkel α_6 einzustellen und das beschriebene Verfahren für diesen Winkel zu wiederholen, ist es nötig, die räumliche Lage der Stofsfuge 5 5' in Beziehung zur Lagerfuge 5 5'' und deren Krümmung festzuhalten, um danach die Form der Wölbsteinfläche 5'' 5 5' ausarbeiten zu können. Zu diesem Zwecke bedient man sich eines schiefen Winkelmafses (Abb. 47), dessen Schenkel $a\,c$ genau auf die Linie 5'' 5 19'' des Leibungsstückes

Abb. 47 a) und dessen Schenkel $b\ d$ auf die Richtung 5 5′ der Ebene P eingestellt wird. Das so eingestellte Winkelmafs legt man dann auf ein Zeichenblatt, zieht hier die Linie $b\ d$ und markiert die drei Punkte a, b, c, durch die man ohne erhebliche Fehler an Stelle der Schraubenlinie einen Kreisbogen schlagen kann.

Wenn man die vorgeschriebenen Aufzeichnungen für alle Teilpunkte bis zum Scheitel vollendet hat, kann man das auf dem Leibungsstück liegende Zeichenblatt abnehmen. Die Lagerfläche z. B. des Wölbsteines 5 6 in der inneren Leibung kann man dann in der Abwickelung auf ein besonderes Blatt übertragen (Abb. 48), indem man die Linien 5, 6, 5 5″ und 5 5′ zeichnet. 5 5′ ist die mittlere Erzeugende $x\ y$; 6 6″ steht senkrecht zum Bogen 5 6. Die Linie 5″ 6″, hintere Begrenzung der Lagerfläche, ist der Bogen 4, 5, 6 in der Richtung der Erzeugenden und parallel zu sich selbst um eine Strecke 5 5′ verschoben.

Abb. 48.

§ 25. Ausrüstungsverfahren.

1. Wenn das Gewölbe geschlossen ist, läfst man es je nach der Spannweite, der Art der Materialien, der Witterungsverhältnisse und der Vorausbestimmung, die in Betreff Wiederverwendung des Lehrgerüstes getroffen ist, längere oder kürzere Zeit auf dem Gerüste ruhen. Die Meinungen über die Zweckmäfsigkeit einer längeren oder kürzeren Wartezeit vom Gewölbeschlusse bis zur Ausrüstung sind heute kaum noch geteilt. Während früher einzelne Ingenieure die Vornahme der Ausrüstung bald nach Schlufs des Gewölbes empfohlen haben[61]) — weil sie glaubten, dafs dann der noch für äufsere Einwirkungen empfängliche Mörtel sich, ohne schädliche Spannungen im Gewölbe und ungleichmäfsige Übertragung des Druckes auf die Lagerflächen zu erzeugen, der neuen Gleichgewichtslage des Gewölbes besser anzupassen vermöge, als ein durch längere Wartezeit erhärteter Mörtel — hat man heute wohl allgemein die entgegengesetzte Ansicht: Je länger die Wartezeit, desto besser für den Bestand und die Dauer des Gewölbes. Denn es kommt — besonders bei Anwendung des Zementmörtels und der heutigen verbesserten Art der Gewölbeherstellung — in erster Linie darauf an, die Senkung des Gewölbes nach dem Ausrüsten innerhalb der elastischen Grenzen zu halten, damit nicht Rifsbildungen oder unzulässige Spannungen im Gewölbe entstehen. Das kann man aber nur durch die Vornahme der Ausrüstung bei vollständig erhärtetem Mörtel, also nach langer Wartezeit erreichen. Die Praxis der Neuzeit hat dies durch mannigfache, an grofsen Gewölben ausgeführte Beobachtungen als richtig bestätigt.

Im allgemeinen wird man demnach die Wartezeit für Gewölbe über 20 m Spannweite nicht wohl unter vier Wochen bemessen dürfen. Für die Brücken der Arlberg-Bahn waren durchweg sechs Wochen festgestellt (vergl. auch die Angaben der Tabelle III in § 26). Für kleine Brücken, bei denen die Wartezeit verhältnismäfsig weniger einflufsreich ist, nimmt man unter Beachtung der vorhin genannten Rücksichten nach Ermessen weniger. Bei Ziegelgewölben wird man im allgemeinen eine längere Wartezeit innehalten, als bei Gewölben aus natürlichen Steinen, und dabei die Witterung während der Ausführung und auch noch während der Wartezeit mit in Rechnung ziehen. Die längste Wartezeit empfiehlt sich vergleichsweise bei Betongewölben, weil ja erfahrungsmäfsig die Festigkeit des Betons mit dem Alter erheblich zunimmt.

Vor dem Ausrüsten soll die Hintermauerung bis zur Bruchfuge vollendet werden, damit das Gewicht dieser Mauermassen den Gleichgewichtszustand des Gewölbes nach dem Ausrüsten nicht verändert.

[61]) Nouv. ann. de la constr. 1858, S. 36. Roy, Observations sur les avantages de décintrement en bref délai. — Morandière, Kap. III, S. 188.

2. Das Ausrüsten soll mit der gröfsten Vorsicht geschehen, damit plötzliche Senkungen und nachteilige Erschütterungen im Gewölbe vermieden werden. Aus diesem Grunde ist das ältere Keilverfahren, worüber weiterhin noch Einzelheiten folgen, für die Ausrüstung bedeutender Gewölbe nicht mehr zu empfehlen.

Wenn bei dem Ausrüsten alle beweglichen Teile des Lehrgerüstes mit gemeinschaftlicher Geschwindigkeit gesenkt werden, so ist dies im allgemeinen unzweckmäfsig, weil jedes Gewölbe sich im Scheitel mehr senken wird, als am Kämpfer. Bei gleichmäfsiger gleichzeitiger Senkung wird sich daher der Kämpfer bereits vom Gerüste gelöst haben, während der Scheitel noch fest aufliegt. Dies kann bei flachen Gewölben ein Rutschen in der Nähe der Kämpferfugen zur Folge haben; jedenfalls aber wird dadurch eine Neigung zum Öffnen der oberen Lagerfugen in der Nähe des Scheitels hervorgerufen. Deshalb ist es besser, dort, wo im Gewölbe ein gröfseres Setzen zu erwarten steht, auch vorerst eine teilweise, gleichmäfsig zu regelnde Senkung eintreten zu lassen.

Von allen Ausrüstungsmitteln (Schrauben, Sandtöpfe, unrunde Scheiben, schiefe Ebenen oder Verbindungen von Schrauben und Sandtöpfen) entspricht eigentlich nur ein einziges in vollkommener Weise den zu stellenden Anforderungen. Dies sind Schrauben im Umfange des Lehrbogens, die dessen Teile in bogenrechter (radialer) Richtung bewegen können (Bogenschrauben). Die Anwendung der sonst sehr empfehlenswerten Bogenschrauben ist aber kostspielig und unbequem, deshalb gibt man heute den Setzschrauben und Sandtöpfen den Vorzug.

Abb. 49.

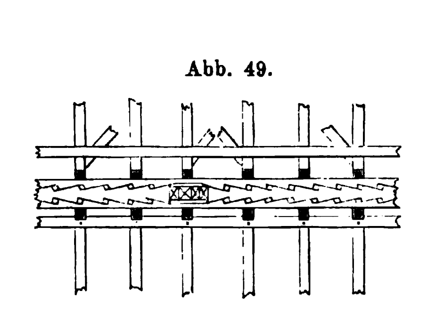
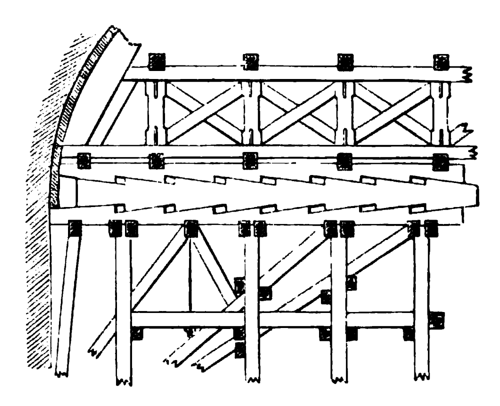


Abb. 50. *London-Brücke.*

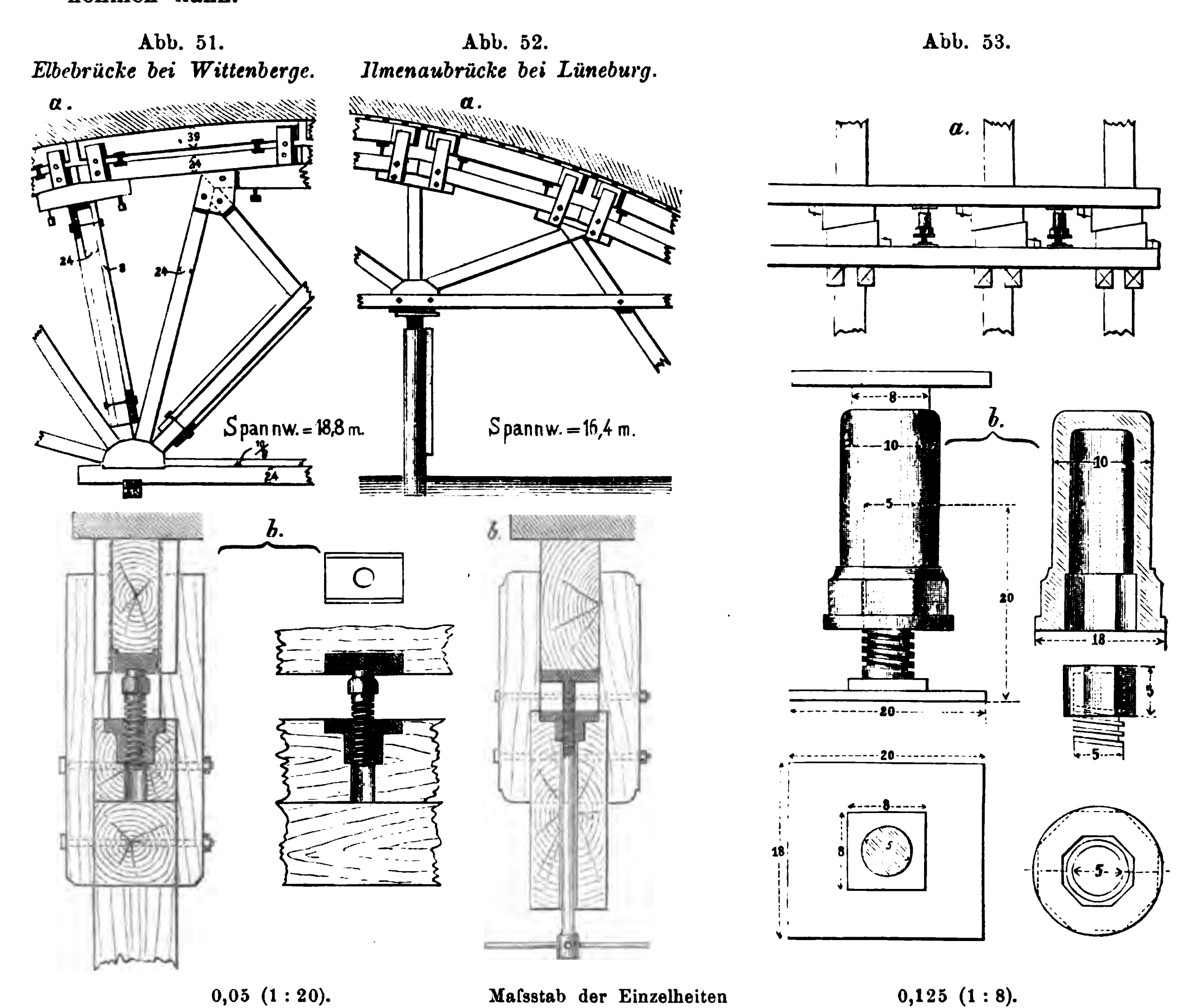


3. Die **Keile** bringt man entweder zwischen dem beweglichen Oberteil der Binder des Lehrgerüstes und der Unterstützung (Abb. 4, Taf. XVIII) oder zwischen den Kranzhölzern und den Streben oder Ständern an. Bei den älteren Ausführungen lagen entweder kleinere Keile unter jedem Wölbsteine oder unter jedem Stützpunkte des Lehrgerüstes (Taf. XIX, Abb. 20). Bei bedeutenden Gewölben gebrauchte man gröfsere Keile in Form von verzahnten Trägern unter den Stützpunktreihen. Dabei konnten die Träger parallel (Abb. 49) oder senkrecht (Abb. 50) zur Achse des Gewölbes gerichtet sein.

Beispiele sind die Ausführung der Gloucester-, Blackfriars-, Waterloo- und London-Brücke in England u. a. m. Bei der von Telford erbauten Gloucester-Brücke mufste man, obgleich die Keilflächen gehörig eingeseift waren, doch eine 12 Zentner schwere Ramme benutzen, mit deren Hilfe erst nach 20 bis 30 Schlägen ein Lösen der Keile erreicht werden konnte.

4. Die ersten zweckmäfsigen Beispiele der **Bogenschrauben** lieferte der Bau der Elbebrücke bei Wittenberge (1850/51) und der Ilmenaubrücke bei Lüneburg (1859) (Abb. 51 u. 52). Die Bogenschrauben bieten die Möglichkeit einer teilweisen Senkung und gewähren den grofsen Vorteil, dafs man während der Aufstellung, nach dem Belasten und beim Einwölben stets eine nachträgliche Einstellung des Lehrgerüstes vornehmen kann.

Abb. 51. *Elbebrücke bei Wittenberge.* Abb. 52. *Ilmenaubrücke bei Lüneburg.* Abb. 53.



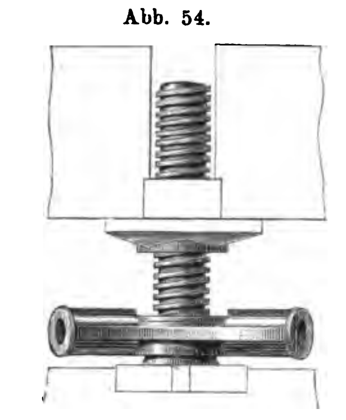
0,05 (1 : 20). Mafsstab der Einzelheiten 0,125 (1 : 8).

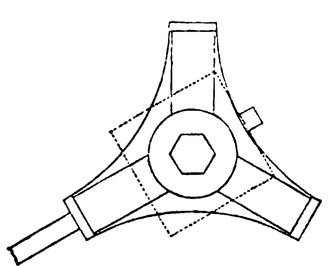
Bei der Wittenberger Brücke (Abb. 51 *a* u. *b*) konnte jede der sechs Bogenrippen des Lehrbogens von unten mit Hilfe zweier Schrauben bogenrecht (radial) bewegt werden. Die gufseisernen Muttern der Schrauben waren von viereckiger Form und oben in die Riegel eingelassen, um ein Umdrehen zu verhindern. Die Schrauben selbst traten von unten durch eine Bohrung der Riegel und stiefsen am oberen Ende gegen eine gufseiserne Platte, durch die das Holz der Bogenrippen gegen den Druck der Schrauben geschützt wurde. Die Rippen wurden zwischen zwei hölzernen Backen, die miteinander und mit den Riegeln verbolzt waren, geführt.

Bei der Ilmenaubrücke hatte man insofern eine Verbesserung angebracht, als man, um die grofse Länge der Schrauben zu vermeiden, deren Kopf nicht unter die Riegel, sondern zwischen Riegel und Bogenrippe gelegt hatte (s. Abb. 52 *a*). Man braucht bei dieser Anordnung auch die Riegel nicht durch Durchbohren zu schwächen. Vom Scheitel anfangend und nach beiden Seiten auf die Widerlager zu gehend, drehte man die Schrauben um eine gleiche Anzahl von Gängen (in der Nähe des Scheitels anfänglich sogar um einige mehr). Das geschah bei 40 Schrauben durch 4 Arbeiter in 20 bis 30 Min.

5. Schraubensätze oder **Setzschrauben,** die unter den Stützpunkten des Gerüstes liegen und die erst kurz vor dem Ausrüsten aufgestellt zu werden brauchen, sind, weil bequemer und billiger, viel gebräuchlicher als Bogenschrauben. Sie wurden zum erstenmale 1846 durch Dupuit beim Bau des Pont de Cé in Anwendung gebracht, nachdem ihm das Ausrüsten durch Keile mifsglückt war. Bis zum Beginne der Ausrüstung ruht das Lehrgerüst auf Keilen (Abb. 53*a*), die kurz vor der Ausrüstung dadurch leicht herausgetrieben werden, dafs man die Schrauben zwischen die beiden Schwellen bringt und etwas anzieht.

Abb. 54.

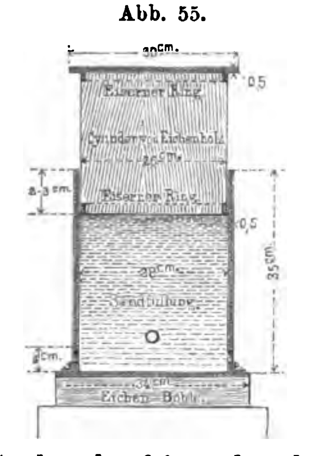




Bei den von Dupuit gebrauchten Schraubensätzen[65]) liegt die Schraubenmutter in der Mitte des Satzes und es sind 2 Schrauben (eine mit linkem und eine mit rechtem Gewinde) vorhanden. Dadurch wird eine grofse Länge der Schraube bedingt, die für deren Festigkeit nachteilig ist. Besser ist die neuere Anordnung (Abb. 54).

6. Sandsäcke und Sandtöpfe. Die Sandsäcke brauchen ebenso wie die Schraubensätze erst kurz vor der Ausrüstung aufgestellt zu werden. Ihr Erfinder Beaudemoulin beschreibt die erstmalige Anwendung beim Bau der Brücke Port de Pille über die Creuse in den Ann. des ponts et chaussées.[66]) Das Verfahren (s. Taf. XIX, Abb. 21) ist jedoch veraltet, da es durch das bessere mittels der Sandtöpfe ersetzt worden ist.

Abb. 55.



Die Sandtöpfe kamen zum erstenmale 1854 beim Bau der Austerlitz-Brücke in Paris in Anwendung. Die Töpfe oder Zylinder waren von 2 cm dickem Eisenblech, 30 cm hoch bei 30 cm Durchmesser, standen auf einer 3 cm dicken, quadratischen Holzplatte, und hatten statt der später gebräuchlichen, röhrenförmigen Ansätze zum Ausfliefsen des Sandes nur vier runde, in das Blech gestofsene Öffnungen, die mit Korkstöpseln geschlossen waren. Beim Ausrüsten machte man die Beobachtung, dafs die kleinen Sandkegel, die sich beim Ausfliefsen des Sandes bildeten, sobald sie die nötige Gröfse erreicht hatten, trotz der ungeheueren Belastung, die auf den Stempeln ruhte, imstande waren, die eingetretene Senkung des Gerüstes zu hemmen.

Die jetzt gebräuchlichen Sandtöpfe (Abb. 55) sind zylindrisch, aus Eisenblech, mit angenietetem Boden und kurzen röhrenförmigen Ansätzen zum Ausfliefsen des Sandes, der fein und vorher am Feuer getrocknet sein mufs. Sie tragen einen aus Hartholz gefertigten, durch Eisenringe verstärkten Stempel. Um die Feuchtigkeit vom Sande abzuhalten, werden sämtliche Teile mit Ölfarbe gestrichen, der Raum zwischen Stempel und Blechwand mit Zement ausgegossen oder mit geknetetem Ton ausgefüllt und jeder Topf dann noch mit geteertem Wachsleinen umwickelt.

---

[65]) Ann. des ponts et chaussées 1855 II. S. 358. Décintrement des arches de ponts au moyen de verrins. Ferner ebendaselbst: 1856 I. S. 241; 1856 II. S. 307; 1858 II. S. 367.

[66]) 1849 II. S. 129. (Croizette-Denoyers, Sur le décintrement des arches d'une grande ouverture). S. 162. (Beaudemoulin, Décintrement employé au pont de la Vienne et de la Creuse). Ferner a. a. O. 1854 II. S. 206; 1857 II. S. 22 u. 247; 1859 I. S. 183 und 1860 II. S. 1.

Bezeichnet man die Anzahl der Sandtöpfe in einem Lehrbogen mit n, den Durchmesser des Stempels mit d, die Spannweite mit l in Meter, die Entfernung der Lehrbogen mit e in Meter, so kann man nach Winkler

$$d\,\text{cm} = 2\,l\sqrt{\frac{e}{n}}$$

annehmen. Die Blechdicke ist etwa zu 0,01 d und die Weite der Löcher zu 0,09 d zu wählen. — Die Vorzüge der Sandtöpfe bestehen in ihrer Billigkeit und in der bequemen Aufstellungs- und genügend sicheren Ausrüstungsweise. Da sie gleichzeitig mit dem Lehrgerüst aufgestellt werden müssen, so ist besonders darauf zu achten, daſs der Sand durch Nässe seine Flüssigkeit nicht verliert.

Erwähnenswert ist eine Einrichtung, die beim Baue der Nagoldbrücke (Württemberg) mit einem Kostenaufwande von nur 80 M. getroffen wurde, um eine vorzeitige böswillige Entleerung der guſseisernen Sandtöpfe zu verhüten. Zu diesem Zwecke wurden die oberhalb der Entleerungsschieber befindlichen Schrauben mittels einer elektrischen Leitung derart verbunden, daſs bei jedem Entleerungsversuche elektrische Lärmvorrichtungen auf der Baustelle und im Zimmer des Brückenwächters in Tätigkeit treten muſsten.

7. **Über einige ältere Ausrüstungsmittel** (von den Ingenieuren Pluyette, Lagrené und Guyot erdacht) vergleiche die Quellen.[67]) Auch die von Intze beim Bau der St. Annen-Brücke in Hamburg eingeführten unrunden Scheiben verdienen Erwähnung.[68])

8. In vereinzelten Fällen kann ein Gewölbe auch **ohne ein eigentliches Lehrgerüst** hergestellt und ohne eines der bisher beschriebenen Mittel ausgerüstet werden.

Das kann geschehen, wenn die zu erbauende Brücke eine Eisenbahn- oder Straſsen-Überführung ist, die derartig tief in einem Einschnitt liegt, daſs bei gewöhnlichem Verfahren einerseits vor dem Baubeginne erst die Einschnittsmasse an der Baustelle bewegt und anderseits der Verkehr der nebenliegenden Straſse vorübergehend aufrecht erhalten werden müſste. In einem solchen Falle kann man, wenn der Einschnittsboden die nötige Festigkeit besitzt, sowohl die einstweiligen Hilfsanlagen für das Aufrechterhalten des Verkehrs ersparen, als auch verhüten, daſs der Brückenbau störend in den Gesamtplan für die Bewegung der Einschnittsmassen eingreife. Das geschieht, indem man die Wölbung statt auf hölzernem Lehrgerüste auf dem nach der Gewölbelinie abgearbeiteten Erdboden vornimmt, nachdem vorher die Baustelle samt der nebenliegenden Straſse mit einem Stollen unterfahren worden ist, der zur Bodenförderung aus dem Einschnitte und den Baugruben dient.

Das älteste Beispiel dieser Art bietet der Bau einer 15 m weiten Überführung in einem Einschnitte der Birmingham-Gloucester-Eisenbahn bei Dunhampstead.[69])

Eine neuere Anwendung des Verfahrens zeigt der Bau der Wege-Überführung über den 11 m tiefen Einschnitt bei Glattfelden in der schweizerischen Nordostbahn (Linie Winterthur-Koblenz).[70]) Die Brücke hatte 19 m Weite (Taf. XXIII, Abb. 5).

Nach erfolgter Abgrabung des Erdklotzes, der das Lehrgerüst ersetzen sollte und nachdem das Aufmauern der Widerlager bis zum Kämpfer gediehen war, wurden vier Lehrbögen, aus je drei Bohlen zusammengesetzt, mit ihrer ganzen Höhe in das Erdreich eingelassen. Darauf folgte ein letztes sorgfältiges Planieren des Erdzylinders. Die Schalhölzer wurden je zwischen zwei Bogen nach Art der Eisenbahn-

[67]) Ann. des ponts et chaussées 1852 II. S. 245 (de Lagrené, Notice sur les décintrements). — Daselbst 1856, S. 311 (Appareil pour le décintrement du grand pont de la Marne à Nogent-sur-Marne). — Nouv. ann. de la constr. 1871, S. 101 (Guyot, Perfectionnement du décintrement au sable).

[68]) Deutsche Bauz. 1870, S. 49 (Intze, Neue Ausrüstungsmethode für gröſsere Gewölbe).

[69]) Transact. of the inst. of civil-engineers I. 1848, S. 136. — Vergl. auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 507 (Mehrtens, Über Ausrüstung gröſserer Brückengewölbe).

[70]) Die Eisenbahn 1878, S. 109 (Rampacher, Gewölbte Überfahrtsbrücke bei Glattfelden).

schwellen mit Kies unterstopft, so dafs sie ihrer ganzen Länge nach satt auf dem Erdboden lagen, wodurch ein Eindrücken der Lehrbögen unter der Last des vorschreitenden Mauerwerkes vermieden wurde. Zu beiden Seiten der Brücke und aufser Berührung mit dem Mauerwerk wurden wie für eine Tunnelmauerung Schablonen festgelegt, die aufser der Gewölbeleibung noch die genaue Schichtenteilung zeigten und dazu dienten, die Lage der Gewölbe und Lehrbogen jederzeit auf ihre Richtigkeit untersuchen zu können. Nach Beendigung der Wölbung wurde der Stollen möglichst rasch nach oben erweitert, so dafs die Ausrüstung vom Scheitel aus nach beiden Seiten ganz gleichmäfsig erfolgen konnte. Obgleich das Ausrüsten mehrere Tage dauerte, hat das Mauerwerk dabei keinen Schaden gelitten.

Eine ähnliche aufsergewöhnliche Ausrüstung kam bei einer Brücke zu Ariamcoupon in Indien[71]) zur Anwendung. Der Flufs war unter der Brücke nur 1 m tief und hatte keine starke Strömung, so dafs man das Lehrgerüst bequem und sicher durch fünf Pfeiler aus Ziegeln unterstützen konnte, von denen jeder vier auf Längsschwellen gelegte Sandsäcke trug. Das Lehrgerüst ruhte auf den Sandsäcken und bestand aus Holzplatten, die in ihrer Zusammensetzung in der Brückenansicht ein Vieleck darstellten. Auf den Platten wurde zuerst eine Ziegelflachschicht ausgebreitet und dann eine aus Steinbrocken und feuchtem Ton nach der Form der Gewölbeleibung gebildete zweite Schicht hergestellt. Vor Beginn des Wölbens bedeckte man die so hergestellte Lehrgerüstfläche 5 mm hoch mit Sand und Kalk.

§ 26. Formänderung des Gewölbes.[72])

1. **Ursachen der Formänderungen** sind die Senkung des Lehrgerüstes, das Setzen des Gewölbes und eintretendenfalls ein Weichen der Widerlager, sowie auch Änderungen in der Luftwärme.

a) Unter der Mitwirkung der Last der allmählich fortschreitenden Wölbung ändert das Lehrgerüst mehr und mehr seine Form. Würde dabei der Mörtel bis zur Vollendung des Gewölbes weich bleiben, so könnte das Gewölbe, ohne dafs Spannungen in ihm entstehen, den Formänderungen des Lehrgerüstes folgen. In Wirklichkeit tritt aber schon vor Vollendung des Gewölbes eine allmähliche Erhärtung des Mörtels ein, so dafs das Gewölbe den Formänderungen nur folgen kann, indem in ihm Spannungen entstehen oder einzelne Fugen sich öffnen.

Bei flachen Bögen entstehen offene Fugen in der äufseren Leibung an den Kämpfern, bei Halbkreis- und elliptischen Bögen an höher liegenden Bogenteilen. Beim Ausrüsten öffnen sich die Fugen infolge der Zusammendrückung des Bogens noch mehr, während sie sich unter der Wirkung der entstehenden Momente und der hieraus sich ergebenden Verdrehungen auch zum Teile wieder schliefsen. Eine Untersuchung mit Hilfe der Elastizitätstheorie ergibt, dafs aus ebengenannten beiden Ursachen die Fugen sich um ein Stück wieder schliefsen, das im allgemeinen kleiner ist, als die durch die Senkung des Lehrgerüstes erfahrungsmäfsig hervorgerufene Öffnung der Fugen. Demnach bleiben nach erfolgtem Ausrüsten im allgemeinen Fugen offen, so dafs z. B. bei flachen Bögen eine Berührung der Lagerflächen an den unteren Kanten der Kämpferfugen oder vielmehr an einer diesen Kanten naheliegenden Stelle eintritt. Das Gewölbe verhält sich alsdann so, als ob es auf Gelenken ruhte, die sich nahe an den unteren Kanten der Kämpferfugen befinden. Bei Gewölben mit grofsem Pfeilverhältnis werden diese Gelenke an den Berührungspunkten der Stützlinie mit der inneren Wölblinie, d. h. nahe der sogenannten Bruchfuge, liegen. Bei diesen Gewölben ist es allerdings möglich, dafs die vor dem Ausrüsten geöffneten Fugen sich nach dem Ausrüsten wieder schliefsen und dafs andere Fugen sich öffnen, falls die Zugfestigkeit des Mörtels dies nicht verhindert.

Dafs man der Formänderung des Lehrgerüstes durch vorherige Belastung entgegentreten kann, ist bereits in § 22 erwähnt worden. Ein vollständiges Beseitigen der

[71]) Ann. des ponts et chaussées 1872 II. S. 29 (Lamairesse, Procédés de construction spéciaux à Pondichéry).

[72]) Deutsche Bauz. 1879, S. 117, 127 u. 130, sowie 1880, S. 58, 184, 210 u. 243.

Senkung ist aber schon deshalb nicht möglich, weil der Druck an einer und derselben Stelle des Lehrgerüstes, wie in § 14 nachgewiesen wurde, sich mit dem Fortschreiten der Wölbung ändert.

b) Beim Ausrüsten senkt sich das Gewölbe. War die Wölbung in vollkommener Weise ausgeführt, so kann die Senkung nur eine elastische sein. Jedenfalls ändert sich somit die Krümmung der Bogenlinie an den einzelnen Stellen. Der Krümmungshalbmesser wird am Scheitel gröfser, an den Kämpfern kleiner, die Stützlinie rückt also im Scheitel hinauf, an den Kämpfern dagegen herab. Dies würde auch dann eintreten, wenn die Widerlager unverrückbar wären. Die Widerlager sind aber ebenso wie die Gewölbe elastischen Formänderungen unterworfen; unter Umständen kann auch die Widerlagersohle eine Drehung zulassen. In der Regel wird durch den Gewölbeschub eine kleine Drehung nach hinten bewirkt, die gleichzeitig eine geringe Vergröfserung der Spannweite und eine kleine Drehung der Kämpferfugen im Gefolge hat. Beide Bewegungen bedingen im Scheitel ein Heben, an den Kämpfern ein Senken der Stützlinie. Wenn die Stützlinie infolge der Formänderung des Lehrgerüstes bereits durch die inneren Kanten der Kämpferfugen ging, so tritt beim Weichen der Widerlager nur eine Hebung der Stützlinie im Scheitel ein. Bei überwiegendem Erddruck oder dergl. auf die Hinterfläche der Widerlager kann die umgekehrte Erscheinung eintreten: im Scheitel eine Senkung und an den Kämpfern eine Hebung der Stützlinie.

c) Änderungen in der Luftwärme bringen ebenfalls ein Heben und Senken der Stützlinie hervor. Bei einer Erhöhung der Luftwärme mufs der Scheitel infolge der Verlängerung des Bogens sich heben, d. h. die Stützlinie im Scheitel sich senken und am Kämpfer heben. Bei einer Abnahme der Luftwärme tritt der umgekehrte Fall ein. Da nun im allgemeinen durch die Senkung des Lehrgerüstes, das Setzen des Gewölbes und das Ausweichen der Widerlager die nämliche Verschiebung der Stützlinie entsteht, wie bei einer Verminderung der Luftwärme, so würde es, wenn nicht andere Rücksichten davon abhielten, ratsam sein, die Gewölbe bei möglichst niedriger Luftwärme auszuführen, um zum wenigsten die Einwirkungen der Temperatur unschädlicher zu machen.

Beobachtungen über den Einflufs der Luftwärme bei steinernen Brücken sind nur wenige bekannt.[73])

Zwei Jahre nach der Erbauung der Claix-Brücke über den Drac (vergl. § 27) beobachtete man die Scheitelhöhe im Vergleich zu einem festen Punkte und fand folgende Höhenunterschiede:

am 12. Februar 1876 bei 7° C. unter Null 0,217 bis 0,212 m,
„ 10. August 1876 „ 45° „ über „ 0,205 „ 0,210 m,

also bei einer Temperaturzunahme von 52° C. eine Scheitelhebung von durchschnittlich 7 mm. Im Gewölbe zeigte sich dabei kein Rifs, wohl aber in der Stirnverkleidung. Diese Risse kamen im Winter und verschwanden im Sommer wieder.

Bei der Nagoldbrücke in der Nähe von Teinach (Württemberg) (33 m weit) beobachtete man bei $2^1/_2$° C. eine Bewegung des Scheitels von etwa 1 mm.

Der Scheitel des 64,94 m weiten Bogens der Talbrücke du Gour-Noir (Eisenbahn Limoges-Brive) bewegte sich bis 12 mm. Nach der Rechnung, unter Annahme einer Ausdehnungsziffer für Zementmörtel von 0,000014 und für Granit von 0,00008 für 1° C, ergab sich für einen Temperaturunterschied von 20° eine Scheitelbewegung von 11,5 mm. Im Winter treten in dem Entlastungsgewölbe über dem Kämpfer Risse bis zu 2,5 mm Weite auf.

Über die Bewegungen des Gewölbescheitels der Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen vergl. die Quellen.

---

[73]) Vergl. Hermanek, Einflufs von Wärmeschwankungen auf Gewölbe. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 419.

d) Die Ausdehnungsziffern ε für Mauerwerk und Beton stehen heute noch nicht ganz fest.

Für Beton darf man durchschnittlich wie folgt rechnen:

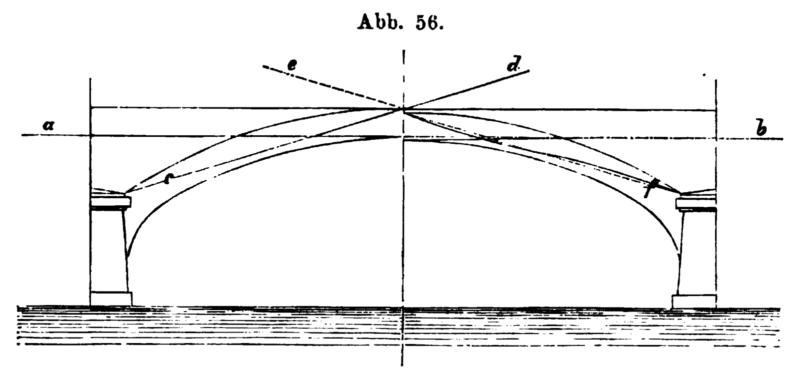
	Zwischen — 15° bis + 20° C.	Zwischen + 20° bis + 40° C.
Steinschlag-Beton .	$\varepsilon = 0{,}0000105$ bis $0{,}0000115$	$\varepsilon = 0{,}0000070$ bis $0{,}0000085$
Kies-Beton	$\varepsilon = 0{,}0000125$	$\varepsilon = 0{,}0000100$

Danach dürfte man die Ausdehnung von Eisen und Beton nahezu gleich setzen.

Über das Elastizitätsmafs E vergl. die Ergebnisse der österr. Untersuchungen.[74])

2. Das **Messen der Senkungen oder Hebungen** erfolgt vielfach durch Nivellement, indem man in der Stirn des Gewölbes an bestimmten Stellen Sichtziele anlegt, deren Höhen man mit der Höhe eines Festpunktes vergleicht. Auch das Beschnüren der Stirnflächen mit einem Liniennetz ist ein Mittel, um die Veränderungen der Lage der Wölbsteine während und nach der Wölbung zu messen.

Abb. 56.



Für gröfsere Weiten empfiehlt es sich, vor der Ausrüstung wagerechte oder geneigte gerade Linien (*a b*, *c d* und *e f*, Abb. 56) unmittelbar auf der Stirnfläche des Gewölbes zu ziehen und zwar in solcher Ausdehnung, dafs deren Endpunkte möglichst an einer späteren Senkung des Gewölbes nicht Teil haben können. Die Veränderung dieser Linien gibt dann die eingetretene Senkung an.[75])

Eine besondere Einrichtung zum genauen Messen der Bewegungen des Gewölbescheitels hatte man beim Umbau der Brücke von Champigneules[76]) getroffen. Die Einrichtung bestand im wesentlichen aus drei Teilen: einem in der Form eines Fischträgers angeordneten, aus Eisengitterwerk hergestellten Schwingebalken von 22,7 **m** Länge, der in seiner Mitte um eine im Widerlager angebrachte Achse drehbar und dessen eines Ende mit dem Schlufsstein fest verbunden war; einer eisernen Nadel von 4 **m** Länge, die in 20 **cm** Abstand von ihrem, dem Schwingebalken zugekehrten Ende um eine feste Achse und deren anderes Ende auf einer Teilung sich bewegten; endlich einer Lenkstange, die das freie Ende des Schwingebaums mit dem kurzen Ende der Nadel ver-

[74]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895.

[75]) Morandière, Kap. III, S. 189. — Ann. des ponts et chaussées 1832 II. S. 33 (Prony, Notice sur les inflexions qu'avaient subies, après un laps de vingt années, des lignes droites tracées sur le plan des têtes de l'arche du milieu du pont Louis XVI avant son decintrément, conséquences relatives à la résistance des ciments comprimé, formules et table pour la calcul de changement que le tassement fait éprouver à une voute en arc de cercle). — Vergl. auch: Protokoll des sächs. Ing.-Ver. 1877, 90. Versammlung, S. 8 (Köpcke, Die Messung von Bewegungen an Bauwerken mittels der Libelle). — Ziv.-Ing. 1877, S. 379. Dasselbe.

[76]) Ann. des ponts et chaussées 1880 I. S. 324.

Tabelle III. Senkungen gröfserer Lehrgerüste und Gewölbe während der Ausführung und nach dem Ausrüsten.[77])

Name des Bauwerkes und Art der Ausführung	Baujahr	Baumaterial des Gewölbes	Lehrgerüst: System	Lehrgerüst: Überhöhung m	Dimensionen des Gewölbes: Spannweite m	Dimensionen des Gewölbes: Pfeil m	Die Ausrüstung begann nach Schlufs des Gewölbes Tage	Die Ausrüstung dauerte für eine Öffnung Tage à 10 Std.	Die Senkung betrug während des Wölbens m	Die Senkung betrug nach dem Ausrüsten m	Die Senkung betrug im ganzen m
1. Es liegen Keile unter jedem Wölbsteine.											
1. Brücke zu Mantes (grofser Bogen)	1764	Quader	gespr.	0,32	39,00	11,38	13	10	0,325	0,231	0,556
2. „ „ „ (kleiner Bogen)	1764	do.	„	0,24	35,00	10,89	—	—	0,243	0,189	0,432
3. St. Edmunds-Brücke zu Nogent über die Seine	1768	do.	„	0,08	29,25	8,60	3	5	0,074	0,338	0,412
4. Neuilly-Brücke über die Seine	1772	do.	„	0,40	39,00	4,20	18	19	0,360	0,260	0,620
5. Brücke über die Dora, Turin	1823	Granit	fest	0,26	45,00	5,5	20	5	—	0,150	0,190
6. Kaiser Franzens-Brücke in Karlsbad	1826	Sandstein	„	0,26	30,34	4,04	—	5	—	0,220	0,220
7. Chester-Brücke über den Dee	1834	Granit, Sand- und Kalkstein	„	—	61,00	12,81	—	—	0,00	0,065	0,065
2. Keile in Form verzahnter Träger.											
8. Waterloo-Brücke, London	1817	Granit	gespr.	—	38,88	9,75	—	—	—	0,040	0,040
9. London-Brücke, „	1824	do.	fest	—	46,35	9,00	—	—	—	0,063	0,063
10. Gloucester-Brücke, „	1826	do.	„	—	45,72	10,67	—	—	—	0,025	0,025
3. Ausscheiden der Lehrgerüststreben.											
11. Talbrücke bei Görlitz (N. M. E.)	1847	Granit	„	—	22,28	11,14	—	—	—	0,060	0,060
4. Keile unter den Stützpunkten.											
12. Fuldabrücke bei Kragenhof	1855	Quader	„	0,07	21,00	10,50	—	—	0,103	0,006	0,109
13. Allerbrücke bei Verden	1862	Ziegel	„	0,05	14,00	2,00	14	—	0,025	0,050	0,075
5. Sandsäcke.											
14. Viaduc de Port de Pile sur la Creuse	1848	Ziegel	„	0,09	31,00	11,00	25	—	0,045	0,075	0,120
6. Verfahren Lagrené.											
15. Viaduc de la Rocheservière	1851	Werk- und Bruchstein	„	—	22,00	11,00	—	0,5	—	0,03	0,030
7. Setzschrauben.											
16. Neifse-Talbrücke bei Zittau	1858	Quader	„	0,14	17,00	8,50	120	—	0,147	0,011	0,157
17. Pont Napoléon à Saint Sauveur	1860	Werk- und Bruchstein	„	—	42,00	21,00	30	—	—	0,005	0,005
8. Bogenschrauben.											
18. Elbebrücke bei Wittenberge	1850	Ziegel	„	0,08	18,83	3,15	—	—	0,041	0,033	0,073
19. Ilmenaubrücke bei Lüneburg	1859	do.	„	—	16,36	2,34	4—8	0,05	0,032	0,012	0,044
9. Sandtöpfe.											
20. Austerlitz-Brücke	1854	Vassy-Zement und Meulières	„	—	32,24	4,10	—	—	—	0,035	0,035
21. Gerdau-Brücke bei Ülzen	1860	Ziegel	„	—	13,00	6,50	10-17	—	0,014	0,010	0,024
22. Pont de Tilsit, Lyon[78])	1862	Quader	„	0,05	22,84	2,75	40	—	0,00	0,00	0,00
23. Okerbrücke bei Oker	1864	Kalkstein	„	—	14,60	7,30	7	—	0,018	0,018	0,036
24. Aulne-Talbrücke	1866	Quader	gespr.	—	22,00	11,00	24	—	0,090	0,015	0,105
25. Claix-Brücke über den Drac	1874	Bruchstein	fest	—	52,00	7,40	42	0,03	0,004	0,000	0,004
26. Nagoldbrücke bei Teinach	1882	Sandstein	„	—	33,00	3,30	42	—	—	0,043	0,084
27. Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn	1884	Bruchstein	„	0,30	41,00	12,23	145	—	0,178	0,048	0,226
28. Reichenbachbr. in München (gr. Bog.)	1903	Beton	„	0,065	44,00	4,10	45	—	0,048	0,044	0,092

[77]) Über eine aufsergewöhnliche Senkung einer Brücke (über die Lenne bei Lethmathe) vergl. Muyschel. Vortrag im Architekten-Verein zu Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1871, S. 395.

[78]) Morandière, Kap. III, S. 189, Tassement des voutes, u. Kap. V, S. 488. Modes divers de décintrement.

band. Die Bewegungen des Bogenscheitels übertrugen sich demnach in zwanzigfach vergröfsertem Mafse auf das Nadelende über der Teilung (vergl. auch die Beschreibung des Umbaues der genannten Brücke in § 31).

3. Die **Gröfse der Gewölbesenkung** nach dem Ausrüsten gibt für eine Anzahl von gröfseren Brücken vorstehende Tabelle III.

Auffallend sind die grofsen Senkungen bei den von Perronet erbauten Werksteinbrücken (Nr. 1 bis 4 der Tabelle). Bei der berühmten Neuilly-Brücke betrug die Gesamtsenkung nicht weniger als 62 cm, wovon 35 cm während des Wölbens eintraten. An diesem zweifellos grofsen Übelstande waren im wesentlichen die sehr nachgiebigen gesprengten Perronet'schen Lehrgerüste schuld (vergl. § 13, Abb. 27). Dagegen beachte man die sehr geringe Senkung der 61 m weiten Chester-Brücke (im ganzen nur 6,5 cm), bei deren Wölbung ein festes Lehrgerüst mit Fächerstrebenwerk benutzt worden ist (Abb. 20), mit gemauerten Stützpfeilern in der Bogenmitte.

Wenn man bei gröfseren Brücken die Senkung nach dem Ausrüsten möglichst beschränken will, so mufs man eine lange Wartezeit innehalten und ein namentlich in der Bogenmitte fest unterstütztes Lehrgerüst anwenden. Unzuträglichkeiten können feste Lehrgerüste nur herbeiführen, wenn etwa Grundmauern und Widerlager während des Wölbens und später sich stark setzen. Für kleinere Öffnungen und für hohe Bauten, bei denen die festen Unterstützungen zu kostspielig werden, sind gesprengte Lehrgerüste am Platze.

§ 27. Mittel zur Verminderung der schädlichen Formänderung der Gewölbe.

1. Die **Ursachen und Arten der Formänderungen** sind nach § 26 verschieden. Abgesehen von offenbaren Fehlern bei der Herstellung, die hier nicht mitrechnen dürfen, entstehen Formänderungen:

a) Während des Wölbens infolge der Veränderlichkeit des Lehrgerüstes;
b) während des Ausrüstens oder im fertigen Gewölbe unter der Brückenlast und durch Änderungen in der Luftwärme.

Aber nicht alle diese Formänderungen sind schädlich. Schädlich werden sie nur, wenn sie im fertigen Gewölbe unzulässige Spannungen hervorrufen und dadurch Risse, offene Fugen oder dergl. veranlassen.

Formänderungen der Gruppe a) dürfen als unschädlich bezeichnet werden, wenn es gelungen ist, sie vor dem Ausrüsten vollkommen wieder zu beseitigen. In solchem Falle können schädliche Formänderungen der Gruppe b) nicht mehr entstehen, es sei denn, dafs beim Ausrüsten offenbar Fehler gemacht würden.

Formänderungen aufserhalb des Gewölbes, in den Stirnmauern, sind von untergeordneter Bedeutung, sie können bei geeigneter Bauart ganz vermieden oder doch ganz unschädlich gemacht werden. Ebenso unschädlich sind die Formänderungen, die infolge der Änderungen der Luftwärme entstehen, falls nicht etwa Konstruktionsfehler begangen worden sind. Ein etwaiges Weichen der Widerlager kann hier nicht in Betracht gezogen werden, als Ursache eines derartigen Vorkommnisses wären offenbare Fehler bei der Herstellung vorauszusetzen.

Aus obigen Darlegungen erhellt, dafs es vor allem darauf ankommt, die unvermeidlichen Formänderungen während des Wölbens nachträglich und vor dem Ausrüsten vollkommen wieder zu beseitigen. Sobald das gelingt, darf mit Sicherheit auf weiteren Erfolg gerechnet werden.

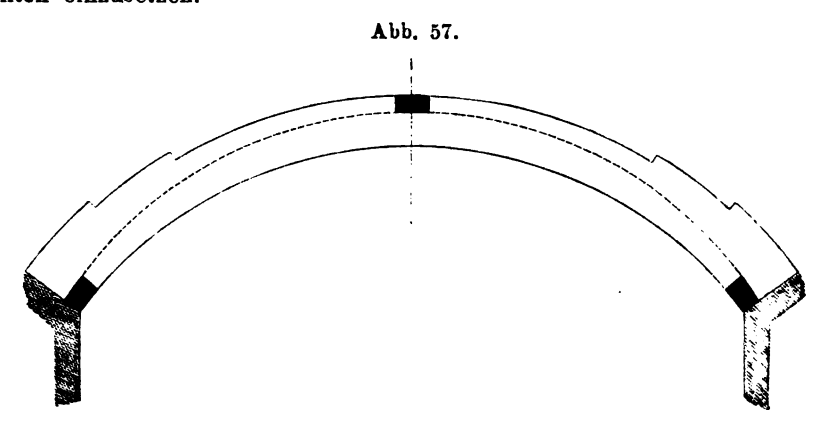
2. Die **unvermeidlichen Formänderungen** während des Wölbens hat man durch jene Mittel unschädlich zu machen gesucht, die im allgemeinen bereits in § 23, 2. besprochen worden sind. Es waren:

a) Das Aussparen von Lücken im Gewölbe;
b) das Schliefsen an mehreren Gewölbestellen;
c) das Wölben in Ringen.

Diese Mittel bestehen also darin, dafs man das Gewölbe in besonderer Art herstellt. Wesentlich davon verschieden ist ein Mittel, das den nämlichen Zweck durch Einlegen von Scheitel- und Kämpfergelenken zu erreichen sucht. Vorerst sollen die unter a) bis c) aufgeführten Mittel besprochen werden.

3. Lücken im Gewölbe können vor oder nach dem Ausrüsten geschlossen werden. Schliefst man die Lücken erst nach erfolgtem Ausrüsten, so bezweckt man dabei das Festhalten der Stützlinie innerhalb der durch die Scheitellücke und die Kämpferlücken gegebenen Grenzen. Man unterbricht bei diesem Verfahren im Scheitel fast bis zu $^1/_3$ der Gewölbedicke (Abb. 57) von der äufseren Leibung aus, und (bei Segmentbogen) am Kämpfer, ebenfalls bis zu $^1/_3$ der Gewölbedicke von der inneren Leibung aus, die Berührung der Schichten oder die Druckübertragung durch Fehlenlassen von Mörtel oder Steinschichten oder durch Anarbeiten von Druckflächen bei Quadern. Erst nach dem Ausrüsten sind die offen gelassenen Fugen auszugiefsen, auszustampfen oder die fehlenden Steinschichten einzusetzen.

Abb. 57.



In dieser Art wurde u. a. im Sommer 1877 in der Schlufssteinschicht mehrerer in Ziegeln ausgeführten Gewölbe der Kuhle-Talbrücke in Barmen auf der Baustrecke Düsseldorf-Hörde der Rheinischen Eisenbahn (Stichbogen von 11 m Spannweite und 2,75 m Pfeil, sowie Halbkreisbogen von 13,75 m Spannweite und 3 Stein Scheitelstärke) eine Aussparung von $^1/_2$ Stein Stärke, die man erst nach dem Ausrüsten ausmauert, angelegt. Inwieweit es dabei gelungen war, die Stützlinie nach der Bogenmitte zurückzudrängen, konnte nicht mit Sicherheit entschieden werden. Scheitelfugen hatten sich allerdings nicht gezeigt, aber diese waren auch bei der Ausführung der übrigen Gewölbe, die sehr solide und mit vollem Schlufs hergestellt worden waren, nicht entstanden. Risse während des Wölbens in der Nähe der Kämpfer bei den Stichbogen und in der Nähe der Bruchfuge bei den Halbkreisbogen waren aber trotz aller Vorsichtsmafsregeln nicht zu vermeiden gewesen. Diese nahmen an Weite so lange zu, bis die Gewölbe geschlossen waren, von da ab blieben sie unverändert.

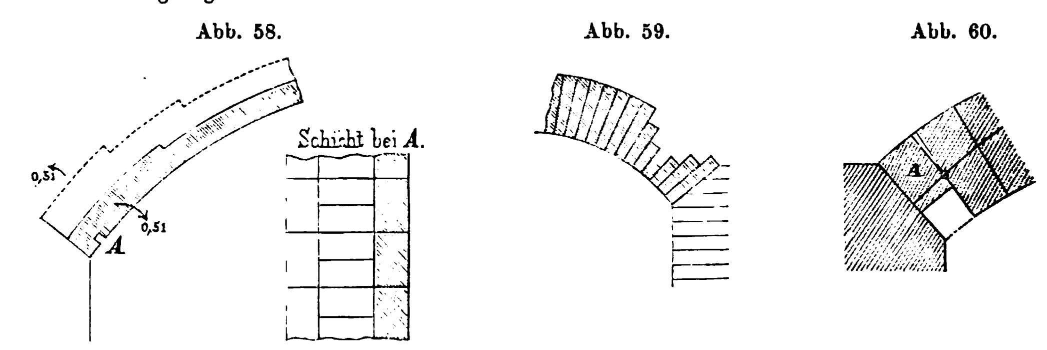
Im Frühjahr 1878, bei der Wölbung der Bartholomäus-Talbrücke daselbst (Stichbogen von 11 m Spannweite und 2,75 m Peil), kamen die im Jahre 1877 schon mehrfach benutzten Lehrgerüste wieder zur Verwendung. Die ersten Gewölbe wurden in der nämlichen Art wie bei der Kuhle-Brücke ausgeführt. Dabei zeigten sich die Kämpferrisse wieder und zwar erheblich stärker, was hauptsächlich der Beschaffenheit der Lehrgerüste zugeschrieben wurde, die durch das mehrmalige Abbrechen und das Lagern während des Winters u. s. w. gelitten hatten.

Es wurden deshalb, um die Lehrgerüste nicht zu stark zu belasten, die übrigen Gewölbe aus je zwei 0,38 m starken Ringen hergestellt. Sodann wurde in einer geeigneten Schicht des unteren Ringes, gewöhnlich der fünften vom Kämpfer aus gerechnet, an der inneren Leibung eine Läuferreihe von $^1/_2$ Stein Breite ausgespart (Abb. 58), aber der bequemeren Ausführung der anschliefsenden Schichten wegen nicht ganz weggelassen, sondern statt in Mörtel in trockenen Sand gesetzt, so dafs diese Reihe wegen ihrer Nachgiebigkeit fast als nicht vorhanden angesehen werden konnte. Eine Aussparung im Scheitel wurde diesmal wegen der geringeren Stärke daselbst nicht für nötig gehalten. Der Erfolg hat gezeigt, dafs durch diese Anordnung die Kämpferrisse im unteren Ringe völlig vermieden werden konnten.

Beim Überwölben des zweiten Ringes, wobei indessen der Scheitel auf entsprechende Breite links und rechts belastet wurde, zeigte sich nirgends ein Rifs. Nach dem Ausrüsten und Freimachen der Gewölbe wurden die in Sand gesetzten Läuferreihen herausgenommen, die Lücken vom Sande sorgfältig gereinigt und dann eine Läuferreihe mit Zementmörtel eingesetzt. Ein rasch abbindender Mörtel war hierzu erforderlich, um ein Herausfallen der Steine zu verhüten, was bei der Steilheit der Fugenrichtung unter Anwendung von gewöhnlichem Mörtel leicht hätte geschehen können.

Dieses Verfahren wurde von Anfang Juni 1878 ab noch bei mehreren Talbrücken der genannten Linie mit Erfolg angewendet.

Abb. 58. Abb. 59. Abb. 60.



Wenn die Gewölbelücken vor dem Ausrüsten geschlossen werden, so ist es nicht mehr möglich, die Stützlinie während des Ausrüstens in gewissen Grenzen festzuhalten. Man hat in diesem Falle auch eine ganz andere Wirkung im Auge. Man will an der Stelle, wo die Lücken angelegt werden, so zu sagen ein vorübergehendes Gelenk bilden, damit etwaige Formänderungen sich allein auf die Gelenkstelle beschränken. Housselle, der soweit bekannt dies Mittel zuerst vorgeschlagen hat[78]), will dabei die unvermeidlichen Risse beim Wölben von vornherein absichtlich herstellen und zwar in einer Weise, dafs man sie, nachdem das Gewölbe im übrigen vollendet ist, jedoch noch vor dem Ausrüsten mit Sicherheit wieder schliefsen kann (Abb. 59).

Es fragt sich, ob es ratsamer ist, die Gewölbelücken vor oder nach dem Ausrüsten zu schliefsen. Durch die Herstellung offener nach dem Ausrüsten zu schliefsender Fugen kann man zwar die Stützlinie zwingen, während der Formänderung des Lehrgerüstes und nach dem Ausrüsten nicht aus dem Kern des Gewölbes herauszutreten. Das Auftreten von Zugspannungen vermeidet man also im allgemeinen, obgleich ein Öffnen der Kämpferfuge bei A (Abb. 60) nicht ganz verhindert werden kann. Ein Nachteil ist auch der Umstand, dafs das Material der nach dem Ausrüsten geschlossenen Lücken hinsichtlich des Eigengewichts des Gewölbes ohne Beanspruchung bleibt. Auch hat die Praxis in zahlreichen lehrreichen Beispielen ergeben, dafs die Aussparung von Lücken, die vor dem Ausrüsten geschlossen werden, in Verbindung mit den beiden Verfahren des Schliefsens an mehreren Gewölbestellen und des Wölbens in Ringen ein ganz vorzügliches Mittel ist, um die während des Wölbens nicht zu vermeidenden Formänderungen sicher unschädlich zu machen.

[78]) Housselle, Über Ausführung von Gewölben. Deutsche Bauz. 1878, S. 509.

Es ist demnach dem zweiten Verfahren der Vorzug zu geben, obwohl dabei den Folgen der Formänderung des Gewölbes nach dem Ausrüsten nicht mit Sicherheit entgegengetreten werden kann.

4. **Das Schliefsen des Gewölbes an mehreren Stellen** ist nach § 23, 2. schon eine sehr alte Kunst. Im Jahre 1874 kam dies Mittel beim Bau der Claix-Brücke über den Drac zur Ausführung, ferner im Jahre 1883 beim Bau der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn. Grofsartige Beispiele der Neuzeit bietet der Bau der bereits mehrfach genannten Brücken von Lavaur, Antoinette und Castelet (1882—84).

Bei Anwendung dieses Verfahrens beginnt man mit dem Wölben nicht allein an den Kämpfern, sondern auch an geeigneten Stellen der Bogenschenkel und bewirkt dadurch in erster Linie eine Verminderung der Formänderung des Lehrgerüstes, hat aber aufserdem wegen Vermehrung der Arbeitsstellen den Vorteil, schneller wölben zu können, als auf gewöhnliche Weise.

Die Claix-Brücke über den Drac bei Grenoble ist eine 8,20 m breite Strafsenbrücke, deren einziger Bogen von 52 m Spannweite und 7,40 m Pfeil sich unmittelbar auf natürlichen Felsboden als Widerlager setzt. Das im Scheitel 1,5 m, an den Widerlagern 3,10 m starke Gewölbe ist aus kleinen Bruchsteinen zwischen Stirnverkleidungen aus Werksteinen hergestellt. Das feste, auf vier Jochen ruhende Lehrgerüst bestand aus sechs Bindern, die 1,5 m voneinander entfernt standen. Das Lehrgerüst wurde belastet, vorher war ermittelt, dafs sein Scheitel sich um 1 mm gesenkt hatte.

Die Herstellung des Gewölbes aus kleinen Bruchsteinen ging unter Anwendung eines vorzüglichen Zementmörtels mit der äufsersten Sorgfalt vor sich. Man liefs sogar die Maurer mindestens täglich ihre Plätze wechseln, um die durch die Gewohnheiten der Arbeiter entstehenden Fehler nicht an einzelnen Stellen zu häufen.

Man hatte beschlossen, zwei Ringe anzuwenden, um das Lehrgerüst nicht zu sehr zu belasten und ferner jeden Ring in vier gleichzeitig hergestellten Stücken zu wölben. Auf die Länge der ersten beiden Stirnwölbsteine (0,8 m) führte man in den Widerlagern einstweilig ein sauberes Trockenmauerwerk aus, gegen das sich die beiden Stücke 1 und 4 des ersten Ringes setzten. Die Stücke 2 und 3 stützten sich gegen Bohlen, die mit dem Lehrgerüst verbunden waren. Der Herstellung des Bruchsteingewölbes ging natürlich das Versetzen der ersten Stirnwölbsteinschicht voraus. Dabei wurden die drei ersten Wölbsteine an den Widerlagern vorläufig trocken auf Holzkeilen versetzt und die Fugen erst beim Schliefsen des ersten Ringes ausgefüllt.

Die Wegnahme und der Ersatz des Trockenmauerwerkes gelang vollkommen und man beobachtete eine Senkung des Lehrgerüstes um 4 mm. Der zweite Ring wurde im Verbande mit dem ersten angelegt. Die Ausrüstung erfolgte 42 Tage nach Schlufs des Gewölbes. Die Höhenlage des Scheitels soll nach dem Ausrüsten ganz unverändert gewesen sein, während an einzelnen anderen Bogenpunkten geringe, höchstens 2 mm betragende Verschiebungen beobachtet wurden.

Die bei der Wölbung der Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn (Taf. XVIII, Abb. 4) für notwendig gehaltenen künstlichen Absteifungen gegen die Felswände, die dazu dienten, das Gewölbe an den Schlufsstellen der Bogenschenkel zu halten, sind unnötig gewesen. Es hätte genügt, die künstlichen Widerlager unmittelbar mit dem Lehrgerüst zu verbinden, wie es bei der Claix-Brücke und auch bei dem weiterhin beschriebenen Bau der Lavaur-Brücke in der einfachsten Weise geschehen ist.

Der grofse Bogen der Wäldlitobel-Brücke ist aus wenig bearbeiteten lagerhaften Bruchsteinen hergestellt und mit 41 m Spannweite bei 13,23 m Pfeil angelegt. Die Scheitelstärke des Bogens beträgt 1,70 m, die Stärke an den Widerlagern 3,10 m. Auch bei diesem bedeutenden Bau wurde das Augenmerk vornehmlich auf die Güte des Mörtels und auf die Schulung der ausübenden Werkleute gerichtet. Das Lehrgerüst wurde nicht vorher belastet, aber in seinen einzelnen Stockwerken derart überhöht, dafs die Gesamtüberhöhung 0,30 m betrug. Mit dem Wölben begann man gleichzeitig an vier Stellen und zwar aufser an den beiden Widerlagern noch an zwei in der halben Höhe des Bogens liegenden Punkten, für die vorher künstliche Widerlager geschaffen wurden. Ihre Anordnung ist derart, dafs eine doppelte Tafel aus 12 dicht aneinanderliegenden Schwellen den Schub aufnimmt und ihn mittels zweier Strebenwände an die Felsenböschungen abgibt (Abb. 4, Taf. XVIII). Da diese Wände auf

der Bludenzer Seite über 20 m lang geworden sind, so mufsten sie an einer Stelle, wo dies der Schnitt *c d* zeigt, gekuppelt werden.

Das Lehrgerüst erhielt bei der Aufstellung im ganzen 0,30 m Überhöhung. Da es vor dem Wölben nicht belastet wurde, so zeigte sich eine starke Senkung, die bis zum Gewölbeschlufs im Scheitel 0,140 m und vor Beginn der Ausrüstung 0,178 m betrug. Dabei bemerkte man ein starkes Einfressen der Hölzer ineinander, namentlich der Sandbüchsenstempel in die über ihnen liegenden Querschwellen aus weichem Holze. Die Gesamtsenkung erreichte 0,226 m. Ein wenig befriedigendes Ergebnis, das zum Teil durch eine vorherige Belastung des Lehrgerüstes wohl hätte vermieden werden können.

Während der Wölbung beobachtete man an derjenigen Stelle des Lehrbogenkranzes, die vor dem Orte lag, wo gerade gemauert wurde, auch die bekannten Erscheinungen des Aufsteigens. Infolge dessen lösten sich die Streben samt den Zapfen mitunter 6 cm aus den Sattelhölzern des Kranzes. Beim Fortschreiten der Wölbung kehrten die Lehrbogenteile in ihre frühere Lage zurück, wobei die noch nicht erhärteten Fugen der äufseren Gewölbeleibung sich ein wenig öffneten, um sich bald darauf wieder zu schliefsen. Man gebrauchte deshalb die Vorsicht, die Fugen mit Zementmörtel zu vergiefsen, um das Eindringen von Wasser oder Verunreinigungen zu verhüten. Das beschriebene Aufsteigen des Lehrgerüstes erfolgte nicht allein beim Mauern in der unteren, sondern auch in der oberen Gewölbezone zwischen den künstlichen Widerlagern und dem Scheitel. Ja sogar der Scheitel hob sich unter der starken Gewölbelast noch ein wenig.

Das Hauptgewölbe ist als rauhes Schichtenmauerwerk aus Glimmerschiefer und Kalksteinen in Mörtel, bestehend aus 1 Teil Bingser und Kufsteiner Zementkalk und 2 Teilen Quarzsand, hergestellt. Jede etwa 0,35 bis 0,40 m starke Schicht hält nur einerlei Materialgattung, entweder Kalkstein oder Glimmerschiefer, dabei ist nur $^{2}/_{3}$ von der Lagerfläche jedes Steines rauh bearbeitet, wobei Höhlungen von 1 cm Tiefe zugelassen worden sind.

Der 630 cbm haltende Hauptbogen wurde nach 80 Tagen Arbeitszeit an den bezeichneten drei Stellen zum Schlufs gebracht. Das Schliefsen in den Gewölbeschenkeln wurde durch vier Steinschichten bewirkt; dabei wurden die das künstliche Widerlager bildenden Lagerbalken bis auf zwei Stück seitlich herausgenommen, was ohne Schaden geschehen konnte, weil ein erheblicher Druck der oberen Gewölbezone gegen die Lagerbalken nicht zu bemerken war.

Die Herstellung der Eisenbahnbrücke bei Lavaur (61,50 m Weite) über den Agôut in der Linie Montauban-Castres ist ein vorzügliches Beispiel für die nähere Erläuterung der in § 23 bereits allgemein erwähnten neuen Arten der Wölbung (Abb. 6, Taf. XX). Die Beschreibung des Lehrgerüstes vergl. § 17, S. 313. Das Versetzgerüst vergl. Abb. 3, Taf. XV.

Der Bogen ist aus hammerrecht bearbeiteten Bruchsteinen hergestellt, alle sichtbaren Mauerflächen gespitzt. Fugenweite 15 mm im eigentlichen Gewölbe, 10 mm in den Wölbschichten unter dem Winkel von etwa 57° vom Gewölbescheitel ab gemessen (Abb. 6ª). Zementmörtel im eigentlichen Gewölbe (650 kg Zement auf 1 cbm Sand). Im übrigen Kalkmörtel (350 kg auf 1 cbm Sand).

Eine Überhöhung des Lehrgerüstes wurde nicht für nötig gehalten, weil einerseits eine Schätzung der voraussichtlichen Senkung zu unsicher gewesen wäre und anderseits auch eine Überhöhung das Zulegen der Binder erschwert hätte. Eine Senkung von einigen Zentimetern würde übrigens dem Gewölbe nichts geschadet haben, weil vor dem Ausrüsten an 9 Stellen offene Fugen und Gewölbelücken vorhanden waren.

Der Mörtel für das Ausstampfen der offenen Fugen und Lücken war aus pulverförmigem Zement mit feuchtem Sande gemischt. Auf 1 Sack von 50 kg oder 77 l Sand hat man Wasser zugesetzt im Mittel:

	Trockener Sand	Feuchter Sand
Mörtel der Schlufsstellen	10 bis 11 l	9 l
„ „ gewöhnlichen Fugen	16 l	12 bis 13 l

Das Ausstampfen der Fugen erfolgte, wie S. 337 bereits erwähnt, anfangs mit dünnen Eisenstöpseln, schliefslich mit grofsen Eichenspateln.

Beim Versetzen der Wölbsteine brachte man sie durch starke Schläge mit Holzhämmern in die richtige feste Lage; die ersten beiden Ringe griffen mit Verzahnungen ineinander, dabei versetzte man aber an den Stirnen höchstens immer 2 Stirnreihen mehr als in der Leibung, damit niemals ein Stein der oberen Reihen zwischen die Verzahnung zweier unteren gesetzt zu werden brauchte. Bis zu einem Winkel von etwa 57° (Abb. 6ª, Taf. XX) (in der Nähe des Kämpfergesimses) versetzte man die

Wölbschichten in gewöhnlicher Weise und in Kalkmörtel. Vom Kämpfer ab teilt sich das Gewölbe in 3 Ringe. Die Wölbung des ersten Ringes ist in Abb. 6ª, das fertige Gewölbe in Abb. 6ᵇ dargestellt. Dabei sind die Massen der ersten beiden Ringe durch verschiedene Strichelung unterschieden. Die Schlufsstellen sind am dunkelsten gestrichelt und in der Reihenfolge, wie sie fertig gemacht worden sind, numeriert. Daraus ersieht man zunächst im allgemeinen, dafs die offenen Fugen des ersten Ringes (bei 6°, 20°, 36° vom Scheitel ab) immer etwas rechts von einer Flächenstrebe des Lehrgerüstes (vergl. § 17) zu liegen kommen. Das ist deshalb geschehen, weil die Kranzknoten die am meisten unwandelbaren Punkte des Lehrgerüstes sind, so dafs sich, unter der Durchbiegung der Kranzhölzer, in der Schicht neben einem Knoten die gröfste Verdrehung einer Steinfuge zeigen wird. Also sind an diesen Stellen die offenen Fugen am meisten am Platze. Aufser den genannten offenen Fugen sind im ersten Ringe (bei 55° und 44°) 2 Koffer und aufserdem (bei 14° und 29°) noch 2 künstliche Widerlager angelegt, die weiterhin noch näher beschrieben werden.

Die ersten 4 Schichten des 1. Ringes sind trocken versetzt, wie beschrieben (§ 23, 2.) mit Hilfe von Fugeneinlagen. Darüber ist mit Hilfe eines Holzkoffers, auf den sich die 2. Steinreihe des 1. Ringes stützt, eine Lücke ausgespart. Der Koffer besteht aus 7 Spreizenlagen in Abständen von 90 cm, je bestehend aus 2 Rundhölzern (25 cm), die mit ihren Enden Schwellen (35/10 cm) stützen, von denen die obere Reihe einen Bohlenbelag (25/10 cm) zu tragen hat. Die Kofferzwischenräume sind mit Sandsäcken ausgestopft, die sich überall an die inneren Kofferflächen stemmen (Abb. 5ᶜ⁻ᵉ, Taf. XX).

Wenn das erste Stück des 1. Ringes versetzt ist, soweit, dafs auch der 2. Koffer (bei 44°) — der sich gegenüber dem 1. Koffer nur durch etwas geringere Holzabmessungen u. s. w. unterscheidet — angelegt werden kann, erfolgt eine Belastung des Lehrgerüstscheitels durch 50 cbm Bruchsteine, deren Masse bis auf den Winkel 22° zu jeder Seite verteilt wird. Nachdem dann noch die beiden künstlichen Widerlager jeder Seite (bei 14° und 29°) hergestellt sind, beginnt gleichzeitig die Wölbung aller übrigen Stücke des 1. Ringes. Dabei werden die offenen Fugen (bei 6°, 20°, 30°) in der unteren Stirnreihe des Ringes an der äufseren Leibung mit Holzkeilen, an der inneren Leibung mit Bleistreifen (wie bekannt) versehen.

Im Augenblicke, wo das Schliefsen des Gewölbes beginnen soll, besteht das Gewölbe des 1. Ringes aus 14 grofsen Stücken, die gewissermafsen ein Gelenkvieleck bilden, dessen Ecken etwas rechts von den Kranzknoten fallen. Es erfolgt jetzt zuerst der Schlufs (1) im Scheitel, dann werden der Reihe nach — gleichmäfsig auf beiden Gewölbseiten — wie folgt geschlossen:

> Die offenen Fugen bei 6° 20′; die künstlichen Widerlager bei 14°; die offenen Fugen bei 20° 4′; die Koffer bei 55° und 40°; die offenen Fugen bei 36° 23′; die künstlichen Widerlager bei 29°.

Die Wegnahme der künstlichen Widerlager vollzieht sich sehr einfach. Um die Koffer ausmauern zu können, entfernte man zuerst die Sandsäcke. Dann wurden die Steinoberflächen sauber gereinigt und mit Wasser abgespült und endlich die Ausmauerung stückweise vollendet.

Ehe das Mauerwerk des 2. Ringes begann, wurden die Oberflächen des 1. Ringes von Mörtel gründlich gereinigt und mit Wasser abgespült, das durch Löcher in der Schalung des Lehrgerüstes ablaufen konnte. Der 2. Ring bestand aus nur 6 Stücken, 3 zu jeder Bogenseite, die allein von der Verzahnung des 1. Ringes gehalten und gleichzeitig in Angriff genommen wurden. Vorher belastete man den 1. Ring mit Gewölbematerial bis zum Winkel von 43°. Der 3. Ring hätte in gewöhnlicher Weise von den beiden Kämpfern aus aufgemauert werden können, um aber — wegen eintretenden schlechten Wetters — rascher fertig zu werden, fing man auch noch an 2 anderen Stellen (unter 16° 30′) an zu wölben.

5. Scheitel- und Kämpfer-Gelenke[80] (vergl. Kap. II). Unter Anwendung der vorstehend erörterten Mittel zur Verhütung von schädlichen Formänderungen der Gewölbe während der Herstellung und beim Ausrüsten können erfahrungsmäfsig — selbst bei den gröfsten Weiten — praktisch vollkommen befriedigende Ergebnisse erzielt werden. Auch haben namentlich die vom Österr. Ingenieur- u. Arch.-Ver. veranlafsten Versuche[81])

[80]) Köpcke, Über die Verwendung von 3 Gelenken in Steingewölben. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 374. — Über Steinbrücken mit gelenkartigen Bleieinlagen. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 235 u. 260. — Stein- und Betonbrücken mit gelenkartigen Einlagen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1896, S. 50. — Köpcke, Gewölbte Brücken mit 3 Gelenken. Daselbst 1896, S. 258.

[81]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1895, No. 20—27.

zweifellos festgestellt, dafs ein derart vorsichtig hergestelltes Gewölbe praktisch (unter der Belastung und bei Änderung der Luftwärme) vollkommen genug als ein gleichartiger elastischer Bogen wirkt und demgemäfs als solcher berechnet werden darf. Verfasser ist danach der Meinung, dafs das Einlegen von besonderen Gelenken in die Gewölbe nicht notwendig ist, um einerseits dadurch eine gröfsere Sicherheit bei der Gewölbeherstellung zu erreichen oder anderseits, um die Herstellung sehr grofser Gewölbeweiten überhaupt zu ermöglichen. Verfasser hält namentlich ein Scheitelgelenk für eine der Eigenart des steinernen Bogens fremde und mit ihr wenig vereinbare Konstruktion.

Ein Scheitelgelenk wird im Laufe der Zeit im Betriebe der Brücke mehr und mehr zu einer schwachen Stelle des Gewölbes sich ausbilden. Wäre das Gelenk, wie die Theorie bequem, aber praktisch unzutreffend annimmt, reibungslos, so würde es unter der Belastung in fortwährender starker Bewegung sein, man müfste sogar Mittel anwenden, seine zu grofse Beweglichkeit zu bremsen. Glücklicherweise — darf man sagen — bleibt das Gelenk an sich immer unvollkommen, auch ist eine völlig reibungslose Trennung im Mauerkörper über dem Gelenk praktisch nicht durchführbar. Deshalb behält der Gewölbescheitel auch mit dem Gelenk immer noch eine gewisse Steifigkeit, die keinen erheblichen Schaden aufkommen läfst.

In besonderen Fällen, wenn man etwa gezwungen ist, auf unsicherem Boden zu bauen, so dafs genügend unwandelbare Widerlager dauernd nicht vorausgesetzt werden dürfen, kann das Einlegen von Gelenken als ein Mittel, um die Ausführung zu erleichtern und den Bestand des Bauwerkes möglichst zu sichern, von Nutzen sein.

Dafs überhaupt Gelenkbildungen von Nutzen während der Herstellung sind, kann nicht bestritten werden. Der in neuerer Zeit namentlich in Deutschland in Gebrauch gekommenen Stahlgelenke u. dergl. bedarf es aber nach der Meinung des Verfassers nicht, um dauerhafte Gewölbe herzustellen. Es reichen dazu offene Fugen, Lücken oder dergl. aus, wie vor beschrieben. Bei deren Anwendung hat man es in der Hand, in die Gewölbeschenkel so viele Gelenkpunkte einzuschalten, als es nach Lage des Falles rätlich erscheint. Vor dem Ausrüsten sollten aber alle Gelenkstellen möglichst vollkommen wieder geschlossen werden, was namentlich bei Betonbauten leicht ausführbar ist. Bei Anwendung von besonderen Scheitel- und Kämpfergelenken sollte man diese nach erfolgtem Ausrüsten völlig mit Beton ausgiefsen, um einen ungeteilten elastischen Bogen zu erhalten.

Besondere Aufmerksamkeit verdient der Bau der 70 m weit gespannten Eisenbahnbrücke über die Adda bei Morbegno in Italien. Die Brücke liegt im Zuge der Bahnstrecke Colico-Sondrio. Ihr Gewölbe ist ein Dreigelenkbogen und besteht aus Granit. Ihre Pfeilhöhe beträgt $^1/_7$ der Weite, Bogenstärke im Scheitel 1,5 m, an den Kämpfern 2,2 m. Nach erfolgter Ausrüstung, jedoch vor der Inbetriebnahme, wurden die Stahlgelenke mit Beton umhüllt und die vorhandenen Gewölbelücken ausgemauert. Dies Verfahren empfiehlt sich zur Nachahmung.

Bei zuverlässigem Baugrunde — und auf einen andern Boden würde man doch ohne grofse Not keine steinerne Brücke von Bedeutung setzen — darf man bei einem derartigen Verfahren sicher auf praktisch ausreichenden Erfolg rechnen, wenn auch (mit oder ohne Gelenke) die tadellose Herstellung einer weitgespannten steinernen Brücke immerhin eine der schwierigsten Aufgaben, man darf sagen ein Meisterstück der Ingenieurkunst bleiben wird.

§ 28. Vollendungsarbeiten. Hierher gehören die Arbeiten für das Übermauern und Abdecken der Gewölbe, das Aufmauern der Stirnen, Versetzen der Gesimse, Ge-

länder oder sonstiger bekrönenden Teile, das Ausfugen, ferner das Anschütten von Böschungskegeln, das Hinterfüllen des Bauwerks, Herstellen der Fahrbahn und Abbrechen der Gerüste.

1. Die **Über- und Hintermauerung** braucht nicht im Verbande mit dem Gewölbe zu stehen, wenn sie nicht etwa — wie bei Bögen mit einem Zentriwinkel von über etwa 120 Grad — einen Durchgang für die Stützlinie bilden mufs. In diesem Falle sollte die Anlage der Hintermauerung, was leider häufig nicht geschieht, nach den gleichen Konstruktionsregeln erfolgen, wie bei Gewölben und Widerlagern. Bei flachen Gewölben dagegen bildet die Übermauerung nur eine tote Last; ihr Gewicht ist mitbestimmend für den Verlauf der Stützlinie im Gewölbe. Im übrigen stellt man aber an sie wesentlich nur die Forderung der Dichtigkeit, so dafs häufig mit Vorteil — auch bei Werkstein- und Bruchsteinbauten — eine derartige Übermauerung zwischen Gewölberücken und Fahrbahn ganz aus Magerbeton hergestellt werden kann.

Die Oberflächen der Übermauerung und alle übrigen mit dem Erdreich, also auch mit dem darin sich ansammelnden Wasser in Berührung stehenden schrägen und senkrechten Flächen der Widerlager, Flügel und Stirnen müssen gegen die eindringende Feuchtigkeit besonders geschützt werden.

In der Regel deckt man die Übermauerung mit einer einfachen oder doppelten, mit vollen Fugen in Zementmörtel versetzten Ziegelflachschicht ab und sichert sie durch eine Asphalt- oder Zementlage oder durch eine Abdeckung von Asphaltplatten, Asphaltpappe oder ähnlichen Platten (wie Siebel's Isolierplatten mit Bleieinlage, Tektolith[82]) und dergl.). Bei Betonbauten verwendet man wohl auch einen fetten Zementputz, der einen zweimaligen Anstrich von Holzzement erhält. Eine Abdeckung durch Bleiplatten kommt — der hohen Kosten wegen — nur in seltenen Fällen zur Anwendung, häufiger eine Abdeckung durch Zementüberzug mit darüberliegenden Ziegelflachschichten. Die senkrechten oder schrägen, dem Erdreich zugekehrten Flächen der Widerlager und Flügel werden meistens mit Rapp-Putz versehen, überdies die schrägen Flächen auch noch asphaltiert. An allen diesen Stellen ist möglichst durchlässiger Hinterfüllungsboden zu verwenden. Daher ist die Anbringung von Lagen trockener kleiner Steine (Sickerkanäle) zu empfehlen. Auf den senkrechten Flächen der Stirnen halten sich die Asphaltplatten besser als der gewöhnliche Asphaltüberzug, deshalb führt man im Mauerwerk, wenn ein Asphaltüberzug zur Anwendung kommen soll — da es wichtig ist, die Übergangsstelle von der wagerechten Gewölbefläche nach der senkrechten Stirnfläche möglichst zu dichten — zweckmäfsig von der oberen Stirnlinie ab bis auf das Gewölbe eine Abrundung aus, auf welcher die Asphaltschicht gleich bis unter die Abdeckplatten der Stirn gezogen werden kann.

2. **Abdeckung mit Zement- und Asphaltschichten.**[83]) Eine einfache, etwa 15 mm starke Zementschicht (1 Teil Zement, 2 1/2 Teile gewaschener Flufssand) oder eine ebenso starke einfache Asphaltschicht bietet für bedeutendere Gewölbe keine genügende Sicherheit, da diese Decken den durch Senkungen und Erschütterungen herbeigeführten Bewegungen des Bauwerkes, ohne rissig zu werden, nicht zu folgen vermögen.

---

[82]) Von A. F. Malchow, Leopoldshaller Dachpappen-, Holzzement- und Tektolith-Fabrik.

[83]) Vergl. auch Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 175. Osthoff, Über Mittel zur wasserdichten Abdeckung der Brückengewölbe. — Deutsche Bauz. 1892, S. 619, Abdeckung von Brückengewölben (mit Kosten). — Revue générale des chemins de fer 1896 II. S. 48. Malo, Undurchlässige Abdeckung der Steinbrücken. — Zeitschr. f. Transportw. u. Strafsenbau 1896, S. 569 (auch Baugewerks-Ztg. 1896, S. 256). Wygasch-Zementplatten. — Génie civil 1897, Bd. 30, S. 138. Wasserdichte Abdeckung der Brückengewölbe durch Asphalt.

Um eine Zementdecke möglichst widerstandsfähig herzustellen, mufs man den Zement rasch aufbringen, sein Abbinden nicht durch äufsere Kräfte stören und der Decke, um ihr gröfstmögliche Festigkeit zu geben, fortwährend und langsam Wasser zuführen. Das allmähliche Wasserzuführen erreicht man durch Aufbringen einer etwa 10 **mm** starken, nassen Sandschicht, die zugleich den Zweck erfüllt, die Zementdecke gegen Zerreifsen durch zu schnelles Trocknen an der Luft und gegen Sonnenstrahlen zu schützen. Selbstverständlich ist die Zementdecke erst auszuführen, nachdem das Gewölbe ausgerüstet ist.

Eine Verstärkung der Zement- oder Asphaltschicht vermindert deren Neigung zum Zerreifsen nur unbeträchtlich, ist daher auch von keinem grofsen Nutzen. Ratsamer ist es, eine Decke aus zwei Lagen herzustellen, deren untere, möglichst biegsam und weich, sich den Bewegungen des Bauwerkes, ohne zu zerreifsen, anschliefst und deren obere durch ihre Härte imstande ist, den äufseren Eindrücken Widerstand zu leisten. Dies läfst sich beim Asphalt erreichen, indem man der unteren Schicht eine entsprechende Menge Goudron und der oberen reingewaschenen Kies zusetzt. Bei bedeutenden Gewölben sollte man deshalb eine Asphaltabdeckung nie anders als in doppelten Lagen anwenden. Für eine solche 3 **cm** starke doppelte Asphaltschicht gebraucht man f. d. **qm** 70 **kg** Asphalt-Mastix, 7 **kg** Goudron und 5 **kg** gereinigten Trinidad-Asphalt mit einem Zusatz von 20 bis 25% reinen, lehmfreien Kies.

3. Abdeckung mit Asphaltplatten. Die Asphaltfilzplatten von Johannes Jeserich[84]) in Berlin erhalten eine Einlage von Filz, der in Bahnen von etwa 25 **m** Länge, 81 **cm** Breite und etwa 4 bis 5 **mm** Stärke hergestellt und mit einer die Einlage gegen Fäulnis schützenden Masse getränkt wird. Die Platten besitzen eine verhältnismäfsig bedeutende Zugfestigkeit und sind gegen Bewegungen des Bauwerkes und äufsere Eindrücke unempfindlich.

Die Asphaltplatten von Büsscher & Hoffmann in Eberswalde bestehen aus Asphaltschichten in Verbindung mit einer langfaserigen Einlage, welche die Biegsamkeit, sowie die Widerstandsfähigkeit gegen das Zerreifsen vermehrt. Die grofse Zugfestigkeit und Dehnbarkeit der Asphaltfilzplatten ist durch Versuche der Königl. Prüfungsanstalt für Baustoffe in Berlin vielfach bestätigt worden, insbesondere auch im Vergleiche mit den sogenannten Siebel'schen Isolierplatten, die eine Bleieinlage enthalten.[85]) Die Asphaltfilzplatten werden in der Regel 3 **m** lang bei 81 **cm** Breite gearbeitet, sind 7 bis 13 **mm** stark und erhalten in halber Stärke einen Längs- und einen Querfalz von 10 **cm** Breite. Die Versendung erfolgt am vorteilhaftesten durch Verpacken der einzelnen Platten in Sand, wobei Stöfse bis zu 20 Stück aufeinandergelegt werden können. Der Sand verhindert das Zusammenkleben bei warmer Witterung. Bei kaltem Wetter müssen die Platten vorgewärmt werden, um ein Brechen bei ihrer Verwendung zu verhüten. Aufbewahrung der Platten möglichst in kühlen Räumen. Beim Verlegen werden die Platten auf die von Unebenheit befreite, abzudeckende Fläche gebracht, so dafs ihre Ränder sich um die Falzbreite von 10 **cm** überlappen. Die Falze werden dann mit dazwischen gestrichenem erhitztem Asphaltkitt fest aufeinandergeklebt. Nachdem dann sämtliche Stöfse, Anschlüsse an Stirnmauern u. dergl. nochmals mit dem Asphaltkitte überstrichen worden sind, wird schliefslich die ganze Oberfläche der Plattenhaut mit einer Mischung von Asphalt und Steinkohlenteer in dünner Lage überstrichen und etwa 2 **cm** hoch mit scharfem Sande überstreut.

---

[84]) Aktiengesellschaft für Asphaltierung und Dachdeckung (vormals Joh. Jeserich), Berlin SO.

[85]) Vergl. Die Asphaltplatten der Fabriken von Büsscher & Hoffmann. Elfte Aufl. 1895, S. 1.

Ein geübter Verleger kann in einem Tage 30 **qm** Abdeckung mit Asphaltplatten herstellen. Für 100 **qm** braucht man etwa 120 **qm** Platten, 180 bis 200 **kg** Asphalt und etwa 180 **kg** Steinkohlenteer. Fertige Abdeckung kostet f. d. **qm** ausschliefslich der Zufuhrkosten je nach der Plattenstärke etwa 3 bis 3,50 M. das **qm**.

Tektolith ist eine Asphaltplatte mit einem starken, gegen Fäulnis besonders getränkten Gewebe als Einlage. Die Einlage ist auf beiden Seiten mit bestem Trinidad-Asphalt umgeben, der zur Verhütung des Zusammenklebens mehrerer Platten mit Streumasse bedeckt ist. Tektolith wird in Rollen von 10 **m** Länge und 1 **m** Breite geliefert. Fertig verlegte Ware stellt sich auf 2,0 bis 2,75 M. das **qm**.

4. Die **Wichtigkeit der Abdeckung** liegt auf der Hand. Sie allein kann verhindern, dafs Wasser in die Gewölbe dringt. Deshalb ist es dringend zu raten, bei bedeutenden Bauten die Abdeckungsarbeiten nicht gleichzeitig mit den Maurerarbeiten an einen und denselben Unternehmer zu vergeben. Zuverlässige Arbeit unter langjähriger Gewähr bieten nur die Sonderfabriken, die jahrelange Erfahrungen auf diesem Gebiete besitzen.

Ein Mangel bei der Herstellung der Abdeckungen besteht häufig auch darin, dafs die Stirnwände nicht in Zusammenhang mit der Gewölbeabdeckung gebracht werden, also ohne schützende Decke bleiben. Infolge dessen zeigen regelmäfsig die unteren Gewölbeflächen — an den Stirnen — nasse Stellen, weil das Sickerwasser in die Fugen zwischen Gewölbe und Stirnmauer nach unten gelangt und in Tropfen zu Tage tritt.

Bei Ableitung des Wassers durch Metallrohre sollen diese oben eine trichterförmige Mündung erhalten, deren Oberfläche bündig mit der Abwässerungsfläche liegt, so dafs die Asphaltplatten in den Metalltrichter eingeführt werden können. Wie sonst die Entwässerung zweckmäfsig anzuordnen ist, vergl. im Kapitel II, § 23.

5. **Erdarbeiten.** Eine Arbeit, die bei mangelhafter Ausführung leicht Beschädigungen der Bauwerke herbeiführen kann, ist das Hinterfüllen der Widerlager und Überfüllen des Gewölbes bis zur Höhe der Fahrbahn. Die Hinterfüllung ist gleichmäfsig in dünnen und dichten Lagen auszuführen, wobei kein einseitiger Schub auf Widerlager und Gewölbe kommen darf. Diese Regel wird aber besonders bei grofsen Bauwerken, wo die Erdmassen der Hinterfüllung meist auf Hilfsbahnen herangebracht und von den Erdwagen abgestürzt werden, häufig unbeachtet gelassen. Wenn in solchen Fällen das Hinterfüllen in der Nähe der Widerlager nicht mit Handkarren in dünnen Lagen vor sich geht, und wenn die Lagen nicht unter Anwendung von Handrammen gedichtet werden, so können in den nicht gleichmäfsig geschichteten Erdmassen Sackungen oder Bewegungen entstehen, die schädliche Wirkungen auf Widerlager und Gewölbe ausüben. Dies ist auch bei Gewölben, die unter einem hohen Damme liegen, sehr häufig die Hauptursache der Formänderungen.

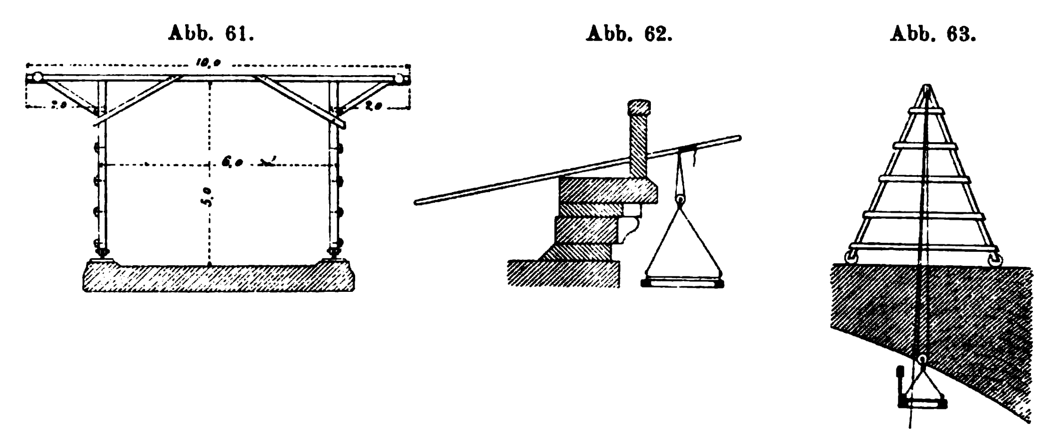
Auch das unvorsichtige Anschütten hoher Böschungskegel kann Unannehmlichkeiten im Gefolge haben. Ist der Schüttboden undurchlässig, so bietet die Entwässerung Schwierigkeiten. Bei anhaltendem Regen dringt die Feuchtigkeit in das Innere der Erdkegel; es treten darin infolge dessen Senkungen, Risse und Klüfte ein, in die alsdann das Wasser sickert, und schliefslich bilden sich, wenn nicht genügend für Wasserabzug gesorgt wird, Rutschflächen. Wie kostspielig solche Rutschungen von Böschungskegeln werden können, zeigt der Bau der Ilm-Talbrücke bei Weimar in der Weimar-Geraer Eisenbahn.[86])

[86]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 425.

6. **Das Versetzen der Gesimse**, Deckplatten, Werksteine der Brüstungen u. s. w. geschieht gewöhnlich erst nach erfolgter Hinterfüllung des Bauwerkes. Man hat dann Gelegenheit, auf Hilfs- oder Betriebsgleisen so, daſs ein Verkehr auf der Brücke nicht behindert wird, Laufkrane aufzustellen (Abb. 61). Man benutzt sie zum Versetzen der Gesimssteine u. s. w. und später auch zum Abbrechen der Gerüste oder zum Anhängen fliegender Rüstungen, von denen aus das Ausfugen oder das Bearbeiten der Ansichtsflächen, auch nachträgliche Instandsetzungen ausgeführt werden. Vergl. auch § 30 Wiederherstellungsarbeiten.

Taf. XXIII, Abb. 3 zeigt die beim Bau der Indre-Talbrücke für das Ausfugen u. s. w. der Gewölbe benutzte fliegende Rüstung, die mittels zweier Seile auf- und niederbewegt wurde, deren Enden nach einfachen, auf dem Boden stehenden Winden geführt waren. Der quer über das Geländer gelegte, an beiden Enden mit Rollen versehene Tragbalken von 25 : 25 cm Stärke war an seinen beiden Lagerpunkten noch mit je einer Bohle von 1 m Länge und 15 cm Breite verbolzt, um dem Balken beim Verschieben, das mit Hilfe von Rollen und Hebebäumen geschah, immer die richtige Lage geben zu können und die scharfen Kanten zu schonen.

Abb. 61. Abb. 62. Abb. 63.



Die für das Nacharbeiten des Gesimses und Geländers der Indre-Talbrücke benutzte Hilfsvorrichtung ist in Taf. XXIII, Abb. 4 dargestellt. Es ist eine auf dem Geländer mittels Rollen bewegliche Vorrichtung, die in der Hauptsache aus zwei 12 : 20 cm starken Trägern besteht, die durch zwei über dem Geländer liegende Bohlen in gehöriger Entfernung gehalten werden. Die Bohlen sind mit den Trägern verbolzt und tragen die guſseisernen Lager zur Aufnahme der Gleitrollen. Auf beiden Seiten des Bauwerkes waren an den Träger zwei gleichgebaute fliegende Arbeitsbrücken mittels Seilen festgebunden. Jede Brücke bestand aus zwei in entsprechender Form gebogenen Flacheisen von 6 cm Breite und 15 mm Stärke, die unten und in der Mitte durch 2 cm starke Bolzen verbunden waren, auf welche ein Boden aus Brettern für die Arbeiter zu liegen kam. Die Bretter dienten zuerst für den oberen Boden, wurden dann nach Beendigung der betreffenden Arbeiten herausgenommen und für die Herstellung des unteren Bodens benutzt. Durch Anbringung von Stricken wurde den Arbeitern im Rücken Halt und Sicherheit gewährt. Die fliegenden Rüstungen für das Nacharbeiten der Stirnflächen waren 7 bis 8 m lang und 1 m breit und hingen an Seilen, die oben auf der Brücke befestigt waren.

Ähnliche fliegende Rüstungen vom Bau der Brücke St. Pierre de Gaubert zeigen Abb. 62 und 63. Eine etwas stärkere Bauart, benutzt bei der Wiederherstellung des Pont du Gard, ist in Taf. XXIII, Abb. 11 dargestellt.

Bei Flufsbrücken kann man das Nacharbeiten der inneren Gewölbeleibungen u. s. w. häufig auch von Rüstungen aus vornehmen, die durch Pontons unterstützt sind.

7. **Die Vorrichtungen zum Ausfugen** der 1845—1850 gebauten, 40 m hohen Dinan-Brücke[87]) über das Rance-Tal in der Strafse Cean-Lamballe bieten einiges Interesse.

Während des Baues hatte man wegen Mangels an Gerüsten (vergl. Tabelle I, S. 283) nur alle bequem zugänglichen Stellen gefugt. Im Jahre 1886 erst holte man das Versäumte nach und benutzte dazu die auf Taf. XXIII, Abb. 2 bis 2^b gezeichneten Geräte und Vorrichtungen; das waren 3 Hängegerüste (1 grofses und 2 kleine) und 4 Winden.

Das grofse Hängegerüst (Abb. 2^b) diente zum Ausfugen der Pfeiler- und Widerlager-Seitenflächen, sowie der Gewölbeleibungen. Es war 8,70 m lang, 80 cm breit und (entsprechend der Tiefe der Brücke) 7,60 m tief. Um die Reibung beim Heben und Senken des Gerüstes zu vermindern und um das Gerüst so weit von den Mauerflächen zu entfernen, dafs die Handwerker vorteilhaft arbeiten konnten, war es an den beiden Langseiten mit je drei Querstücken versehen, von denen jedes eine Laufrolle hielt. Das Tragwerk eines grofsen Hängegerüstes besteht aus 2 Trägern — 30 cm in der Mitte, an den Enden 15 cm stark — mit einer Plattform belegt und durch ein 80 cm hohes (aus 16 mm starkem Eisen gebildetes) Geländer rundum eingefafst. Am Geländerfufse ist ein Saumwinkel (4 cm hoch) angebracht, um das Durchfallen von Werkzeugen u. dergl. zu verhindern. Die Belastung bildeten 4 Arbeiter mit ihrem Handwerkszeug und Material.

Für das Ausfugen der Ansichtsflächen und der geböschten Widerlager-Seitenflächen verwendete man die kleinen Hängegerüste, 1,50 m lang und 90 m breit (Abb. 2^a), die für 2 Arbeiter dienten und im übrigen ähnlich ausgebildet waren, wie die grofsen Gerüste. Die Querstücke mit den Rollen waren aber an 2 zusammenstofsenden Seiten angebracht, damit man das Gerüst in einer Ecke gebrauchen konnte. Auch unterschieden sich die beiden kleinen Gerüste insofern, als sie im Grundrisse gesehen Spiegelbilder sind, um sowohl in rechtsseitigen, als auch in linksseitigen Ecken der Widerlager sich mit den Rollen an die Wandflächen lehnen zu können. Um beim Anlehnen an die geböschten Seitenflächen der Widerlager die wagerechte Lage der Plattform zu erhalten, schaltete man an der betreffenden Gerüstseite mit Hilfe beweglicher Querstücke vorübergehend noch eine zweite Reihe von 3 Rollen ein, und zwar auf der Geländerhandleiste. An jeder Ecke der kleinen Gerüste ist eine Platte befestigt. Die 4 Platten werden mit Hilfe eines in 2 m Höhe über der Plattform angebrachten eisernen Andreaskreuzes senkrecht geführt und vereinigen sich über dem Kreuze in einem Ringe, der von einem Haken gefafst wird. Der Haken greift in die lose Rolle eines einfachen Flaschenzuges, der an einer Winde gehalten wird.

Für das Halten und Bewegen des grofsen Hängegerüstes dienen 2 Winden, je eine an jedem Trägerrande. Die Winden fahren auf den Fufssteigen der Brücke (Abb. 2), so dafs die Fahrstrafse freibleibt. Die Winden sind mit Gegengewicht und kranartigem Holzausleger versehen, der noch auf das Brückengeländer abgestützt ist. Jede Winde und ihre Belastung kann mit 12 kg Kraft durch einen Mann bewegt werden.

Bei heftigem Winde arbeitete man an den unteren Teilen, an ruhigen Tagen oben. Rund 11770 qm wurden mit einem Kostenaufwande von 11700 M. gefugt. Kosten für das Quadratmeter also rund 1 M.

---

[87]) Chicoineau, Note sur les apparaux employés au rejointoiement du viaduc de Dinan. Ann. des ponts et chaussées 1888, I. S. 363.

Nach Entdeckung dieser oder ähnlicher Mängel wird man nicht eher zu ihrer Ausbesserung schreiten, bis man die Ursachen klar erkannt hat und sicher ist, dafs die Verbesserung des Schadens auch von ausreichender Dauer sein wird.

Schadhafte Steine sind auszuwechseln, Risse mit Papierstreifen zu überkleben und ihre Erweiterung zu beobachten, offene Fugen können mit Zement verstrichen werden, weil das Entstehen feiner Haarrisse im Zement auf Bewegungen schliefsen läfst. Ferner ist etwaiger Pflanzenwuchs, der sich hier und da in den Fugen, mitunter aber auch an den Ansichtsflächen der Steine bildet, zu beseitigen.

Bei Formänderungen einzelner Bauwerksteile leistet das Einziehen eiserner Anker gute Dienste, wenn diese ohne zu grofse Hindernisse und ohne schädliche Zerstörung des alten Mauerwerks angebracht werden können. Wenn nötig, sind einzelne Bauwerksteile abzubrechen und durch neue zu ersetzen, wobei in manchen Fällen Verstärkungen zweckmäfsig sein können. Bei der Verbindung alter und neuer Bauwerksteile sollen die ersteren nicht mehr als nötig durch Verzahnungen geschwächt werden.

Gröfsere Instandsetzungen sind das Einspannen neuer Gewölbe, entweder an Stelle alter zerstörter Gewölbe oder auch in der Bauwerkssohle als Mittel zum Verhindern des Weichens der Widerlager in weichem Untergrunde. Auch das Einbohren von Löchern und ihr Ausfüllen, sowie auch das Ausfüllen der Risse, zu denen die Löcher führen, mit Portland-Zement, ferner Verkleidungen mit Zementbeton kommen in Anwendung (vergl. die Beispiele in § 30).

4. Besondere Sorgfalt erfordert die Unterhaltung der Entwässerungsanlagen. Die Abflufsröhren und Abflufskanäle sind offen zu erhalten und es ist hierauf namentlich bei Frostwetter zu achten. Die Entwässerung sollte immer so angelegt sein, dafs sie leicht zukömmlich ist und nötigenfalls aufgegraben oder durch Einführen von heifsem Dampf aufgetaut werden kann.

Wenn infolge mangelhafter Unterhaltung oder unzureichender Wirksamkeit der Entwässerungsanlagen das Tagewasser in die Gewölbe dringt und an der inneren Leibung durchsickert, so soll man sich nicht mit dem blofsen Verstreichen der Leibungsfugen begnügen, denn dadurch wird wohl das Durchsickern vorläufig verhindert, aber das Gewölbe um so mehr der gänzlichen Zerstörung entgegengeführt. Man lege die äufsere Gewölbefläche blofs, beseitige die alte Abdeckung und ersetze sie durch eine neue, genügend widerstandsfähige. Beim Auswechseln sind die Lagerflächen schadhafter Steine oder Ziegel und auch leere Fugen von allem Mörtel zu reinigen und gut zu nässen, bevor man sie wieder mit frischem Mörtel versieht.

Bei vielen älteren Brücken, die keine Gewölbeabdeckung besafsen, hat sich die Notwendigkeit herausgestellt, nachträglich eine solche anzulegen. Weil aber die nachträgliche Herstellung während des Betriebes unter Umständen eine sehr kostspielige und den Betrieb erschwerende Arbeit ist, so hat man sich bei Eisenbahnbrücken in einzelnen Fällen damit begnügt, nur einen Teil des alten Kiesbettes über dem Gewölbe zu entfernen und nur etwa 60 cm unter den Schienen entweder eine selbständige oder an die alten, höher liegenden Gewölbeflächen sich anschliefsende Abwässerungsfläche zu schaffen, indem man den eingeebneten Kies mit einer Ziegelschicht abpflasterte und auf letztere eine Asphaltplatten-Schicht anbrachte. Eine derartige nachträgliche Abdeckung ist bei mehreren älteren Brücken im Bezirk der Königl. Eisenbahn-Direktion Berlin mit Erfolg hergestellt. Auch bei neueren sächsischen Eisenbahnbrücken (Talbrücken bei Schirgiswalde, über die Spree bei Bautzen, bei Döbeln, Diedenmühle u. s. w.) hat man in den

Jahren 1890—1895 lehrreiche Instandsetzungsarbeiten behufs Erneuerung der Entwässerungsanlagen ausgeführt.[91]) Die Einzelheiten dieser Arbeiten sind nachstehend zusammengestellt.

Art der Instandsetzungsarbeiten	Angabe der Gründe, die zur Vornahme der Arbeiten geführt haben und Zeit der Ausführung	Art der Ausführung während des Betriebes
1. Talbrücke bei der Diedenmühle. Bei der früheren Entwässerungsanlage wurde das Wasser mittels sogenannter Ausspeier durch die Stirnmauern abgeführt; die neu hergestellte Entwässerungsanlage dagegen sammelt das Wasser in einer entlang der Achse der Brücke aufgemauerten Schleuse mit Sandsteinrinnstücken, Sandsteinabdeckung und Wangen aus durchbrochenem Klinkerziegelmauerwerk. Das Wasser wird von da (und zwar in der Mitte der Brückenquerschnitte) durch die Spandrillen und die Gewölbe der oberen Bogengallerie nach den Pfeilerhohlräumen geführt. Die Sohle dieser Schleuse hat zwischen zwei Einfallschroten einen höchsten Punkt und hierdurch ein Gefälle von 1 : 60. Auf der geregelten Bettungssohle wurden zwei Schichten grober und feiner Zementbeton (in Stärke von 0,15 und 0,10 m) aufgebracht, die seitlich an eine teilweise neu hergestellte Stirnaufmauerung anschliefsen. Auf diese Zementbetonschichten ist eine 1 cm starke Zementmörtel-Abgleichung hergestellt, die bis über die Stirnmauer hinweg und bis an das Schleusengerinne hinein mit einer 1 cm starken Asphaltfilzschicht abgedeckt ist. Diese Abdeckung ist nach dem Brückenmittel zu mit einer Steigung 1 : 25 hergestellt. Des weiteren sind auf der Asphaltfilzabdeckung Lattenroste eingelegt aus kiefernen Spalierlatten, deren Zwischenräume als Sickerschlitze das Wasser von den Stirnmauern nach der Entwässerungsschleuse führen, die mit groben Kieseln überdeckt sind und auf die das aus reinen wallnufsgrofsen Kiesgraupen bestehende Bettungsmaterial aufgebracht ist.	Die seitliche Wasserabführung nach den Stirnen zu, sowie die mangelhafte Abdeckung der Spandrillgewölbe, die vollständig verwittert war, liefs die Sickerwässer in das Mauerwerk der Stirnen und in die Spandrillgewölbe u. Bögen eindringen, während nur ein verschwindend kleiner Teil der Sickerwässer seinen Weg durch die Tagewässerkanäle nahm. Der vorbeschriebene Umstand hatte die Auswitterung der Fugen zur Folge und führte zur Zerstörung des Mauerwerkes. Zeit der Ausführung 1890.	In zwei Hälften dergestalt, dafs erst das linke und dann das rechte Gleis aufser Betrieb gesetzt wurde und beide Gleise abwechselungsweise auf eine Länge von 300 m unter Anwendung von Herzstücken 1 : 10 miteinander verschlungen wurden. Die Sicherung des Zugverkehres innerhalb der eingleisig befahrenen Strecken erfolgte durch Hinaussetzen des nördlichen, in unmittelbarer Nähe befindlichen Einfahrtsignals des Bahnhofs Waldheim. Die Brücke lag infolge dessen zwischen dem nördlichen Ein- und Ausfahrtssignal des Bahnhofs Waldheim.
2. Muldenbrücke bei Lichtenberg. Beseitigung der kiesigen Überfüllungsmassen und der bestehenden Entwässerungsanlagen. Ersatz der vorhandenen 12 cm weiten eisernen Muffenröhren in den Gewölbescheiteln durch dergleichen von 20 cm Weite. Einbringung von Stampfbeton 1 : 3 : 8 auf die Gewölbeübermauerung bis zur Höhe der Gewölbescheitel ohne Längsgefälle, aber mit Quergefälle 1 : 16,5 nach der Mitte. Auf dem Stampfbeton sind der Reihe nach aufgebracht: eine 20 cm starke Kalkbetonschicht 1 : 3 : 6 „ 12 „ „ Kalkzementbetonschicht 1/5 : 4/5 : 3 : 4, „ 1 „ „ Zementmörtelschicht 1 : 3 und 12 mm „ Asphaltfilzplatten.	Die ursprüngliche Entwässerung bestand darin, dafs über den Pfeilern Schrote aufgeführt waren, denen das Tagewasser sowohl, als auch das durch den Kies bis auf die Gewölbeübermauerung dringende Sickerwasser zugeführt wurden. Von diesen Schroten aus wurde das Wasser mittels 10 cm weiter Tonröhren nach den Gewölbekämpfern zu ab-	Die Brücke ist zweigleisig gebaut, während der Betrieb damals noch eingleisig war, so dafs eine Brückenhälfte nach der anderen in Stand gesetzt werden konnte.

[91]) Vergl. auch: Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 197, Abdeckung von Eisenbahn-Brückengewölben während des Betriebes.

Art der Instandsetzungsarbeiten	Angabe der Gründe, die zur Vornahme der Arbeiten geführt haben und Zeit der Ausführung	Art der Ausführung während des Betriebes
Auf den Asphaltplatten ist die Gleisbettung eingebracht und zwar zunächst zur Schonung ein Lattenbelag, sodann eine Schicht faustgrofser Kiesel, alsdann Knack. — Zur Herstellung des Längsgefälles ist in der Mitte eine 30 cm weite Zementsteinrinne eingelassen, die sich bis zum Gewölbescheitel 1 : 200 bezw. 1 : 43,5, da die Brücke im Gefälle 1 : 100 liegt, senkt. Um diese 30 cm weite Rinne gegen Ausfüllung durch den sie umgebenden Steinknack zu schützen, sind beiderseitig kleine, 3 Schichten hohe, 1 Stein starke Ziegelmauern mit offenen Stofsfugen hergestellt und mit Zementplatten abgedeckt. — Das Tagewasser wird an den Gewölbescheiteln direkt abgeführt.	geführt. Später (in den Jahren 1887/88) sind alsdann zur schnelleren Abführung des Tagewassers durch die Gewölbescheitel 12 cm weite eiserne Muffenrohre eingebracht worden. Diese Verbesserung hat sich aber als nicht genügend erwiesen. Zeit der Ausführung 15. Juli bis 30. September 1892.	
3. Spreetalbrücke in Bautzen. Die neue Abdeckung besteht aus einer vollständigen Decke von Stampfbeton, deren Oberfläche als Trog für die Gleisbettung dient und die an den Gewölbescheiteln mit Tiefpunkten zur Entwässerung versehen ist. Die Stärke der Betondecke beträgt bis 1,95 m über den Pfeilern und 0,35 bis 0,45 m über den Gewölbescheiteln. Als Stampfbeton gelangte Zementsandbeton ohne Knackzusatz zur Verwendung und zwar für die untere Lage in einem Mischungsverhältnis von 1 : 10 bezw. 1 : 8 und für die 0,35 bis 0,45 m starke Decklage in einem solchen von 1 : 6 bezw. 1 : 5. Die Deckschicht wurde mit einer 2 cm starken geglätteten Zementmörtelschicht im Verhältnis 1 : 2 abgeglichen. Die beiden Mischungen 1 : 8 und 1 : 5 wurden für die zuletzt in Angriff genommenen Bögen angewendet, weil hier die Erhärtung in kürzerer Zeit vor sich gehen mufste. — Die zur Scheitelentwässerung benötigten kleinen Schrote sind ebenfalls in Stampfbeton 1 : 5 hergestellt. — Unmittelbar über dem Beton wurde eine 5 bis 10 cm starke Sandschicht und darauf als Gleisbettungsmaterial grober gehordeter Kies aufgebracht.	Durchlässigkeit der alten Gewölbe- und Pfeilerabdeckung. Zeit der Ausführung 12. Juni bis 29. Oktober 1892.	Während der Bauausführung wurden beide Gleise auf der Brücke ineinander verschlungen und es wurden zur beiderseitigen Deckung dieser Gleisverschlingung mechanisch verbundene Einfahrtstelegraphen aufgestellt.
4. Talbrücke bei Schirgiswalde. Beseitigen der Gewölbeüberfüllungsmassen, der Gewölbeübermauerung bis auf das Widerlager und der rechtsseitigen Stirnmauer, soweit erforderlich. Auskratzen der ausgewaschenen Gewölbefugen und Ausgiefsen mit dünnem Zementmörtel, desgl. der Pfeilerfugen. Aufmauern einer 38 cm starken Stützmauer für die Schwellenhölzer von Klinkerziegeln in Zementmörtel, Einbringen von Zementbeton bis Oberkante Gewölbescheitel; Aufbringen von Zementsandbeton 1 : 5 unter Herstellung der Entwässerungsmulden und Überziehen dieses Betons mit einer 2 cm starken, mit dem Eisen geglätteten Zementputzschicht, sowie Setzen einer losen Ziegelrollschicht über der Mulde mit 1 cm weiten Fugen zur Verhütung des Versackens durch den aufgebrachten Kleinschlag	Durch einsickerndes Tagewasser waren die Gewölbe- und Pfeilerfugen teilweise ganz ausgewaschen, so dafs bei starken Niederschlägen das Wasser selbst am Fufse der sehr hohen Pfeiler herabrieselte; auch wurde die rechtsseitige Stirnmauer stellenweise auf gröfseren Längen sehr stark nach aufsen gedrückt und hierdurch das Bauwerk in seinem Bestande schwer gefährdet.	Das Gleis wurde so weit nach links verschoben, dafs der eine Gleisstrang auf die linksseitige Stirnmauer drückte, während die einstweilig eingebaute Mittelmauer dem rechten Gleisstrange als Unterstützung diente; hierdurch war es möglich, den Verkehr der Züge aufrecht zu erhalten.

Art der Instandsetzungsarbeiten	Angabe der Gründe, die zur Vornahme der Arbeiten geführt haben und Zeit der Ausführung	Art der Ausführung während des Betriebes
mit darüber liegendem Bettungskies. Das Tagewasser wird durch die Mulden nach den Bogenmitten gewiesen und dort mittels senkrecht durch den Gewölbescheitel geführter gufseiserner Rohre abgeleitet.	Zeit der Ausführung 18. April bis 18. Oktober 1893.	
5. Die Triebischbrücke. Entfernung der alten Füllmassen von der Brücke und Einbringung von Kalk- bezw. Kalk-Zementbeton zwischen die Stirnmauern bis zu einer Höhe, dafs mindestens noch 0,30 m freier Raum zwischen Betonkörper und Querschwellenunterkante verblieben ist, hierbei Herstellung der Betonoberseite mit Neigung nach der Bahnachse zu. — Herstellung eines Längsgerinnes in dem Betonkörper in der Bahnachse mit Entwässerungsöffnungen in den einzelnen Bögen und Einlegung von Eisenrohren durch das Gewölbe daselbst, zur Ableitung des Wassers. — Abdeckung der Betonoberfläche und Auslegung des Gerinnes mit Asphaltfilz. — Herstellung von 2 Schleusenwangenmauern beiderseits des Gerinnes aus Hohlziegeln mit Zwischenräumen und Theumaer Plattenabdeckung — Auflegung von hölzernem Lattenrost auf den Asphaltfilz zwischen die Stirn- und Wangenmauern. — Einbringung von Grobkies auf den Lattenrost als Bettungs- und Verfüllmaterial für das Gleis.	Die Zementdecke war sehr durchlässig, infolge dessen das Wasser in das Gewölbe eindringen konnte. Zeit der Ausführung von Anfang August bis Anfang November 1895.	Die Aufrechterhaltung des Betriebes wurde durch seitliche Verlegung (auf das Bett das 2. Gleises) und Absteifung des Betriebsgleises ermöglicht.

Weitere Einzelheiten über Unterhaltungsarbeiten enthalten die Beispiele in § 30 bis § 32. Über die Kosten der Unterhaltung vergl. § 38.

§ 30. Wiederherstellungsarbeiten. Die zur Widerherstellung baufälliger Brücken in Anwendung kommenden Mittel sind je nach den Ursachen des Verfalles, der Art des Bauwerkes u. s. w. so mannigfacher Art, dafs eine systematische Behandlung derselben nicht wohl möglich ist. Wir beschränken uns darauf, die genannten Arbeiten durch Beispiele zu erläutern, und bemerken, dafs es sich im allgemeinen um Beseitigung solcher Fehler handelt, die auch bei der Unterhaltung, wenn auch in geringerem Umfange, vorkommen.[92])

1. Diemel-Talbrücke bei Haueda auf der Westfälischen Bahn. Als die Gewölbe nahezu zum Schlufs gebracht waren, bemerkte man an einzelnen Fugen der Pfeilermantelsteine kleine schalenförmige Abblätterungen, die am Tage nach vollendeter Ausrüstung eine Bedenken erregende Gröfse (bis zu 15 bis 20 cm) annahmen. Auch barsten viele Steine und die entstandenen Risse erstreckten sich, ohne den Fugen des Mauerwerks zu folgen, lotrecht durch mehrere Schichten hindurch.

Nachdem eine weitere Bewegung nicht mehr stattzufinden schien, weil die über die Risse geklebten Papierstreifen sich unverändert hielten, und nachdem festgestellt war, dafs die Grundmauern nirgends nach-

[92]) Wegen der Einzelheiten der besprochenen Wiederherstellungen ist zu verweisen auf: Henz, Die Restauration des Diemel-Viadukts. Zeitschr. f. Bauw. 1852, S. 6. — Scheidtenberger, Rekonstruktion des Eisenbahnviadukts bei Plankenstein. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 265. — Flach, Reparatur einer Brücke der sächsisch-schlesischen Eisenbahn. Mitteilungen des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 39. — Rekonstruktion eines Durchlasses der Thorn-Insterburger Eisenbahn. Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 307. — Wiederherstellung von Brücken mittels Beton. Riga'sche Industrie-Zeitung 1882. — Lübbers, Verdrückungen an einer in Tonboden gegründeten Brücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1887, S. 250.

gegeben hatten, auch die Gewölbe sich in normalem Zustande befanden, nahm man verschiedene der zerstörten Mantelsteine der Pfeiler heraus und stellte die Ursachen der Beschädigungen fest. Diese waren in der Hauptsache: Unzeitige Aufführung des Mauerwerks bei Frost mit Unterbrechung durch Hochwasser, nachlässige Bearbeitung der Mantelsteine, die in ihren äufseren Kanten scharf gearbeitet waren, hinten aber keilförmig in das Füllmauerwerk hineinreichten, lässiges Versetzen der Werksteine und des Füllmauerwerks und endlich Mangel durchgehender Binderschichten.

Die Wiederherstellung ging in folgender Weise vor sich: Es wurden sämtliche Mantelsteine der beschädigten Pfeiler ausgewechselt und zwar so, dafs der Pfeiler ringsum im Mantel immer unterstützt blieb und die einzubringenden Steine daher nicht in wagerechten, sondern lotrechten Schichten von vornherein tragend versetzt wurden. In dieser Weise ging man rund um den Pfeiler und nahm zuerst die Ecken, dann die Mitten und zuletzt die Zwischenflächen einer Schicht vor. Es wurden nur die allerfestesten Quadersteine, die in ihrer ganzen Ausdehnung völlig parallele Lager hatten, verwendet und man liefs sie an Stelle der herausgenommenen Läufer als Binder so tief, als es ohne Gefahr geschehen konnte, in den Pfeiler eingreifen, arbeitete die abgesprengten Köpfe der Binder auf 0,5 m Tiefe ab, setzte neue Läufer vor und gofs die Zwischenräume zwischen den eingesetzten Quadern und dem Füllmauerwerk und ebenfalls die Lücken des letzteren mit Zement aus. Auf diese Weise ist die Unterfahrung der Pfeiler bei ihrer geringen Stärke eine fast vollständige geworden, da die gegenüberstehenden neuen Binder sich gröfstenteils in der Mitte der Pfeiler berührten und nur ein geringer Teil des Füllmauerwerks zwischen den alten Bindern verblieb.

Nachdem die Vollendungsarbeiten ausgeführt waren, wurde das Bauwerk (im Frühjahr 1851) einer eingehenden Prüfung, Nachmessung und Abwägung unterworfen, wobei sich ergab, dafs der Zustand genau derselbe geblieben war, wie bei Einstellung der Bauarbeiten.

2. Umfangreiche Wiederherstellungsarbeiten mufsten mit der Talbrücke bei Plankenstein auf der österreichischen Südbahn vorgenommen werden, deren Zustand infolge mangelhafter Ausführung der Maurerarbeiten bald nach ihrer Vollendung derart war, dafs mit Rücksicht auf die Sicherheit des Betriebes alle über die Brücke fahrenden Züge das Langsamfahrsignal erhalten mufsten. Sämtliche Gewölbe hatten in der Nähe der Stirnen mehr oder minder ausgedehnte Risse *a* (Taf. XXIII, Abb. 7 bis 7[d]), die sich bei den meisten Pfeilern auch in diese fortsetzten, so dafs es den Anschein hatte, als ob das Bauwerk seiner ganzen Länge nach in drei Teile gespalten wäre. Ferner waren in den Stirnen einiger Pfeiler lotrechte Risse *b* (Abb. 7) zu sehen, die sich bei den meisten Pfeilern bis zum Hauptgesimse fortpflanzten. Ehe man zur endgiltigen Wiederherstellung schreiten konnte, mufste man das Bauwerk, um es vor weiterer Zerstörung zu sichern und zur Wahrung der Betriebssicherheit durch Abspreizungen und Einrüstungen (Abb. 7 u. 7[a]) standfest erhalten, wobei man dahin strebte, den Druck einer möglichst grofsen Fläche des Bauwerkes aufzunehmen und auf eine grofse Fläche des Untergrundes zu übertragen.

Die Wiederherstellung führte man ohne Unterbrechung des Betriebes in der Art aus, dafs man die Brücke mit Ausschlufs eines Teiles von fünf Öffnungen verschüttete und letztere, wie Abb. 7[b] veranschaulicht, durch Einspannen einer neuen Bogenstellung mit entsprechender Verstärkung der Pfeiler von neuem widerstandsfähig machte. Weil aber durch diese Anlage der Durchflufsquerschnitt der beiden Flufsöffnungen verkleinert wurde, so glich man diesen Verlust durch Einschalten einer dritten Flufsöffnung zwischen dem Pfeiler 4 und 5 und durch entsprechende Erweiterung des Flufsbettes aus.

Die vorzunehmenden Arbeiten verteilten sich daher auf zwei Perioden:

1. Ausführung der Dammschüttung aus einer Seitenentnahme bis zu etwa 3 m Höhe unter dem Bahnplanum unter allmählicher Fortnahme der Stützen *a*, *b*, *c* und der Lehrgerüste; gleichzeitig erfolgte die Ausführung der fünf neuen Bogenstellungen.
2. Durchschlagen und Abbrechen der Gewölbe, um bei den zu verschüttenden Pfeilerstellungen den vollständigen Dammquerschnitt und um bei den neuen Pfeilerstellungen die neue Fahrbahn herstellen zu können.

Die Arbeiten der zweiten Periode waren von besonderer Schwierigkeit, da sie wegen Aufrechterhaltung des Betriebes in zwei Teilen, für die rechte und linke Brückenhälfte getrennt, ausgeführt werden mufsten.

Die Art und Weise der Ausführung über den fünf neuen Bogenstellungen ist aus Abb. 7[c] u. 7[d] ersichtlich. Nachdem das rechte Gleis auf das äufserste Mafs (0,63 m) nach rechts verschoben und das linke mittels Gleisverschlingung in dasselbe hineingezogen worden war, benutzte man das letztere Gleis zur Materialienförderung für das Abtragen der linken Hälfte, wobei die rechte Hälfte fortwährend durch Abspreizungen gestützt wurde, deren Posten schliefslich bis auf das neue Gewölbe reichten. Dann folgte

das Herstellen der neuen Überschüttung und darauf das Abbrechen der rechten Brückenhälfte. Nach erfolgtem Durchbrechen und Abtragen der übrigen Gewölbe bewirkte man deren Überschüttung in ähnlicher Weise.

Die in Abb. 7[b] angedeuteten Anker zur Verbindung des neuen Pfeilermauerwerks mit dem alten sind nicht zur Einführung gekommen, da das Durchbohren der alten Pfeiler grofse Schwierigkeiten und auch Zerstörungen im Mauerwerk verursachte. Eine Verbindung mittels Verzahnung wurde wegen des schlechten Zustandes der alten Pfeiler nicht angeordnet.

3. Ein lehrreiches Beispiel bietet die Wiederherstellung einer Brücke aus Granit auf der sächsisch-schlesischen Staatseisenbahn, die im Jahre 1877 ohne Betriebsstörung zur Ausführung gelangte. Die Bewegungen dieses Bauwerks (3 Öffnungen à 11,32 m) wurden vom Jahre 1872 ab genau verfolgt, anfangs mit Hilfe von Holzkeilen, die man in die klaffenden Fugen trieb, später durch Verstreichen der Fugen mit Zement, wobei sich die unbedeutendsten Bewegungen durch feine Haarrisse im Zement äufserten. Es wurde festgestellt, dafs die Risse in einem Pfeiler und in den Gewölben infolge mangelhafter Abdeckung der letzteren und ungenügender Abführung des Tagewassers entstanden waren. Die Wiederherstellung bestand daher in einer Ausbesserung der Gewölbe und des einen Pfeilers, sowie in Herstellung einer neuen Gewölbeabdeckung und Entwässerung.

Bei der Pfeilerausbesserung wurden Stollen, je zwei zur Zeit, quer durch den Pfeilerschacht getrieben und zwar nur von solchem Querschnitte, dafs ein Maurer mit Spitzhacke und Brechstange notdürftig arbeiten konnte. Dabei hatte man vorher den Pfeiler in Abständen von 2 bis 3 m mit lotrecht angelegten, alten Eisenbahnschienen umgeben, die durch vier wagerechte eiserne Bänder mit Spannvorrichtungen gegen Verschiebung gesichert waren. Nach Fertigstellung der ersten beiden Stollen wurden deren Wandungen gründlich gereinigt und genetzt. Es folgte dann das Ausgiefsen der unterhalb gelegenen Klüfte mit sehr dünnflüssigem, reinem Zementmörtel und sodann das Ausmauern mit Zementmörtel 1 : 2. Dann kamen weitere zwei Stollen an die Reihe u. s. f.

Die Gewölbeausbesserung wurde mit Hilfe einer Gleisverschlingung in zwei Perioden durchgeführt. Nach erfolgter Beseitigung der Überfüllung der einen Brückenhälfte bewirkte man das teilweise Abtragen der Gewölbeübermauerung, wodurch die der Ausbesserung bedürftigen Bogenteile freigelegt wurden. Die Gewölberisse waren gleichzeitig von unten her auf untergesetzter leichter Rüstung dicht verschalt worden, so dafs das Ausgiefsen mit Zementmörtel von oben geschehen konnte. Die Risse in den unteren Bogenteilen und die Risse im Pfeiler hinter und unmittelbar unter den Kämpfern konnten glücklicherweise ebenfalls durch Ausgiefsen von oben gefüllt werden; eine Wegnahme der Kämpferhintermauerung oder einen Pfeilerdurchbruch hinter den Kämpfern hätte man auch wohl nicht wagen dürfen. Auf der oberen Seite der Gewölbe wurden dann noch starke Eisenklammern einzementiert und schliefslich die neue Abdeckung und Entwässerung hergestellt.

4. Ein in der Thorn-Insterburger Bahn unfern Bischdorf ausgeführter gewölbter Durchlafs von 2,51 m lichter Weite und 35,31 m Länge war durch die Last des darüber befindlichen, etwa 9 m hohen Bahndamms, sowie durch den Druck des hinter den Widerlagern anstehenden, von Wasseradern durchzogenen Lehmbodens derart verdrückt worden, dafs er bald nach der Betriebseröffnung der Bahn zur Verhütung des Einsturzes auf eine Länge von 24 m abgesteift und ausgezimmert werden mufste.

Behufs der Wiederherstellung mufste der Durchlafs wasserfrei gemacht werden, zu welchem Zwecke in 12 m Entfernung von der Achse des Bauwerkes ein Doppelröhren-Durchlafs von je zwei 1,0 m im Lichten weiten, gufseisernen Röhren mit Hilfe eines bergmännisch getriebenen Stollens durch den Bahndamm geführt und in Benutzung genommen worden ist. Alsdann wurde das schadhafte Mauerwerk, aus welchem namentlich an der Sohle der Mörtel teilweise bis zur Tiefe eines Meters herausgewaschen war, durch neues Mauerwerk in Zementmörtel ersetzt und die Widerlager an denjenigen Stellen, die besonders verdrückt waren, in der Sohle mittels Sohlenbogen und in Kämpferhöhe mittels gufseiserner Streben gegenseitig verspannt. — Das Gewölbe zeigt sich zwar teilweise stark verdrückt und überhöht, die vorhandenen Risse reichten jedoch nicht durch die ganze Wölbstärke, so dafs eine Erneuerung des Gewölbemauerwerkes nicht für nötig gehalten wurde.

Die Kosten der Gesamt-Wiederherstellungsarbeiten beliefen sich (ausschliefslich der Personenfahrten und Materialienzufuhren auf der Bahn) auf 23 537 M. Die in vorstehender Summe mitenthaltenen Kosten des 45,12 m langen Stollens von 0,9 qm Querschnitt betrugen 85 M. für 1 m Länge.

5. Zementbeton zu Wiederherstellungen ist in gröfserem Mafsstabe auf der Erie-Eisenbahn in Amerika verwendet worden. Zum erstenmale scheint man dort den Beton beim Wiederaufbau der im Jahre 1875 abgebrannten Portage-Talbrücke (hölzerner Überbau) in der Buffalo-New York-City-

Bahn benutzt zu haben, indem man die Pfeiler durch Umschließung ihrer alten, teilweise beschädigten Sockel mit Betonkörpern zur Aufnahme eiserner Überbauten herrichtete. Diese Arbeit kostete 6000 Dollars. — Bald darauf beschlofs man, einen gewölbten Durchlafs von 4,25 m Weite, 44,5 m Länge unter einem 18 m hohen Damme bei Warsaw, dessen Gewölbe stark beschädigt war, durch Auskleidung mit einer Betonschicht wieder in Stand zu setzen. Zu diesem Zwecke stellte man ein Lehrgerüst derart auf, dafs zwischen seiner Schalung und der inneren Gewölbeleibung ein Raum von 10 cm Höhe verblieb. In den so begrenzten Hohlraum wurde darauf Beton mit der Hand geprefst und das Lehrgerüst nach achttägiger Erhärtung der Masse entfernt. Auch für Brückenpfeiler wurde das Verfahren angewendet, so z. B. sicherte man die Pfeiler der West-Paterson-Brücke, deren Pfeiler zerborsten waren und auseinanderzufallen drohten, dadurch, dafs man sie mit einer 30 cm starken Betonhülle umgab.

Die angeführten Beispiele[93]) ergeben, dafs die anfängliche Ursache aller Gebrechen meistens die mangelhafte Ausführung und die damit in ursächlichem Zusammenhange stehende mangelhafte Überwachung der Arbeiten ist. Dabei zeigen die mehr als zweitausendjährigen Werke des alten Rom und alter römischer Provinzen, dafs man trotzdem von einer nahezu unbegrenzten Dauer der steinernen Brücken sprechen darf. Sachgemäfs hergestellte und dauernd gut unterhaltene Steinbrücken haben grofse Vorzüge vor den Eisenbrücken. Wo immer sich nur Gelegenheit bietet, sollte man daher eine steinerne Brücke einer eisernen vorziehen.[94])

§ 31. Umbauten. Zu den Umbauten sind in erster Linie die Umänderungen bestehender hölzerner Brücken in steinerne zu rechnen, ferner alle diejenigen Abänderungen und Verbesserungen, die aus Betriebs- und Verkehrsrücksichten an einem bestehenden Bauwerke notwendig werden, z. B. Verbreiterung, Höher- oder Tieferlegung der Fahrbahn, Erweiterung des Durchflufsprofiles u. s. w. Die Umbauarbeiten sind ebenso wie die Wiederherstellungsarbeiten sehr mannigfacher Art, so dafs ihre Besprechung, wie bei jenen, an der Hand von Beispielen erfolgen soll.

---

[93]) Weitere Beispiele sind: Transactions of the inst. of civil eng. 1836, S. 131. Cooper, Description of the plan of restoring the archstones of Blackfriarsbridge. (Dasselbe auch Ann. des ponts et chaussées 1840, S. 255 und Notizbl. des Berliner Arch.-Vereins 1836, S. 20.) — Allg. Bauz. 1844, S. 312, Brücke über die Beraun in Böhmen. — Daselbst 1855, S. 269, Heubach-Brücke zwischen Kempten und Immenstadt. — Daselbst 1865, S. 98, Wiederherstellung des Pont du Gard bei Nismes. — Ann. des ponts et chaussées 1871, I. S. 361. Cadòt, Note sur la reconstruction rapide et économique des ponts en maçonnerie. — Scheidtenberger, Wiederherstellung eines Durchlasses bei Oberlesece. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 305. — Ann. des ponts et chaussées 1874, I. S. 227. Legras, Reconstruction du pont de Château-Gontier. — Daselbst 1874, II. S. 392, Rekonstruktion der Brücken bei Dijon und St. Yan. — Daselbst 1875, II. S. 367, Reconstruction d'une pile de pont à Mussidan. — Protokolle des sächs. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, 72. Vers., S. 15 (Umbau der Probstheider Wegeüberführung auf der sächs.-bayer. Staatseisenbahn). — Zeitschr. f. Bauw. 1878, S. 26, Wiederaufrichtung eines umgestürzten, pneumatisch fundierten Pfeilers. — Rekonstruktion der Brücke von Malzeville. Ann. des ponts et chaussées 1879, Febr., S. 102. — Jahrbuch des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 165 (Reparatur der Chausseebrücke über die Weiseritz in Deuben bei Dresden). — Fliegelskamp, Arbeiten zur Erhaltung der gewölbten Eisenbahnbrücke über den Elbbach bei Willmenrod (Westerwaldbahn). Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 310. — Weitere Beispiele: Abbruch der Moltke-Brücke in Berlin. Sprengungen. Deutsche Bauz. 1887, S. 431. — Umwandelung hölzerner Gerüstbrücken der Pennsylvania-Bahn in steinerne Talbrücken. Scientific american 1888, S. 31. — Sprengung einer Betonbrücke im Prater zu Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 131. — Verlängerung der Prenzlauer Strafsenüberführung. Deutsche Bauz. 1892, S. 587. — Sprengungen auf der Great Western-Bahn. Engineer 1893, I. S. 31. — Umbau der Raben-Brücke in Strafsburg i. E. Deutsche Bauz. 1894, S. 265. — Umbau der Kurfürsten-Brücke in Berlin. Daselbst 1894. S. 617 u. 1895, S. 23. — Ersatz der Eisenkonstruktion einer Wegeunterführung durch Gewölbe. Zivilingenieur 1895, S. 5. — Umbau der Gertraudten-Brücke in Berlin. Daselbst 1897, S. 293. — Umbau der Rheinbrücke in der Linie Düsseldorf-Neufs. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 351. — Umbau der Heiligkreuzbrücke in Feldkirch (Vorarlberg). Génie civil 1899, Bd. 34, S. 155.

[94]) Fritzsche, Sollen wir vorzugsweise steinerne oder eiserne Brücken bauen? Zivilingenieur 1895, S. 223. — Steinerne Brücken. Schweiz. Bauz. 1897, Bd. 30, S. 14. — Mehrtens, Der Brückenbau sonst und jetzt. Sonderabdruck aus der Schweiz. Bauz. 1898, S. 29.

1. Änderung hölzerner in steinerne Brücken. Die ganz aus Eichenholz hergestellten Überbauten der früheren Eisenbahnbrücken der hannoverschen Staatsbahnen hatten eine Dauer von 25 bis 30 Jahren, diejenigen aus Kiefern- bezw. Tannenholz eine solche von 10 bis 15 Jahren. Man entschloſs sich, diese Brücken durch eiserne oder steinerne zu ersetzen. Ein Ersatz durch Eisen wurde nur da ausgeführt, wo wegen der mangelnden Höhe die Ausführung von Gewölben untunlich war, während man in allen übrigen Fällen eine Überwölbung vorzog und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Mittelpfeiler besaſsen eine genügende Tragkraft für die Überwölbung und die zu überwölbenden Öffnungen hatten nur eine Weite von 14 bezw. 16 m.
2. Die für die Aufnahme der Sprengstreben des hölzernen Überbaues bestimmt gewesenen Quaderschichten konnten mit nur einer Ausnahme sofort zu den Bogenkämpfern benutzt werden.
3. Die Ziegel konnten billig beschafft und mit der Bahn bis zur Baustelle befördert werden.
4. Bei der vorhandenen groſsen Anzahl der Öffnungen und wegen der in zwei Hälften vorgenommenen Gewölbeausführung kam man mit wenigen Lehrgerüsten aus.
5. Um die Gewölbe mit genügender Pfeilhöhe über dem höchsten Wasserstande ausführen zu können, brauchte man die Anschluſsdämme zum Teil nur 0,5 m, zum Teil gar nicht zu erhöhen.

Die Ausführung der Gewölbe geschah ohne Betriebsstörung und, wie vorhin bemerkt, um an Gerüsten zu sparen, in zwei Hälften. Zuerst wurde diejenige Brückenhälfte überwölbt, die mit dem hölzernen Überbau für das zweite Gleis noch nicht versehen war. Sodann erfolgte eine Verlegung des Gleises und die Ausführung der Gewölbe für die andere Brückenhälfte, die unter Belassung eines Zwischenraumes von etwa 15 mm stumpf gegen die erste Hälfte stieſs. Zur Verbindung beider Gewölbehälften dienten zwei Anker, die in etwa 3 m Entfernung von den Stirnen eingemauert wurden. Nach dem Ausrüsten der zweiten Gewölbehälfte vereinigte man diese Anker durch einen über die hakenförmig umgebogenen Enden derselben gelegten Ring, verstrich endlich von unten aus die Fuge des Zwischenraumes und goſs sie von oben mit Zement aus.

An den Widerlagern führte man je zwei getrennte Verstärkungspfeiler ohne Störung des Betriebes einzeln auf, indem man Schächte bergmännisch abteufte, die Sohle betonierte und das neue Mauerwerk stumpf gegen das alte setzte. Zur Vermehrung der Betriebssicherheit legte man während des Umbaues unter das Fahrgleis zwei Stück 15 cm lange und 50 cm starke Rundhölzer, auf denen die Bahnschwellen festgenagelt wurden und deren eines Ende auf das Mauerwerk des Widerlagers zu liegen kam, während das andere Ende auf dem Damme gut unterstopft wurde. Vier gewölbte Brücken wurden auf diese Weise mit einer Ersparung von 14, 26, 28 bezw. 38% gegen die Kosten, die ein eiserner Überbau verursacht hätte, ausgeführt.[95])

Ein Beispiel eines ähnlichen Umbaues, besonders beachtenswert dadurch, daſs die an Stelle der hölzernen Brücken ausgeführte steinerne Brücke von Grund auf neu hergestellt werden muſste, liefert der Umbau der Eisenbahnbrücke über den Mürzfluſs auf der Endstation der Semmeringbahn[96]) mit drei Öffnungen von 19 bis 25 m Weite. Der Umbau erstreckte sich sogar auf die Grundmauern, die tiefer gelegt werden muſsten.

Um eine einstweilige Überbrückung von etwa 316 m Länge neben der umzubauenden Brücke zu umgehen, beschloſs man, für die Unterstützung des Fahrgleises die neu erbauten Pfeiler und Widerlager u. s. w. heranzuziehen. Demnach ging die Bauausführung in folgenden Abschnitten vor sich:

1. Abtragen des hölzernen stromaufwärts liegenden, rechten Überbaues. Herstellung von Fangdämmen für den Bau der neuen Pfeiler. Errichtung einer einstweiligen Sprengwerksbrücke, deren Joche auf die innere Pfahlreihe der Fangdämme der rechten Brückenhälfte zu stehen kamen. Erstmalige Verlegung des linken Fahrgleises auf das der rechten Brückenhälfte.

2. Abbrechen und Neubau sämtlicher Pfeiler und Widerlager. Allmähliches Abstützen des Sprengwerkes der rechten Brückenhälfte auf die fertigen neuen Pfeiler unter Wegnahme der Joche, so daſs das Aufstellen der Lehrgerüste und das Einwölben nicht behindert wurde.

3. Herstellen der Gewölbe. Ausführen der Hintermauerung und der Stirnmauer für die linke Brückenhälfte, während die Gewölbe noch auf den Lehrgerüsten blieben. Herstellung eines einstweiligen

---

[95]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1861, S. 64. v. Kaven, Die Wölbung der Ilmenaubrücke. — Daselbst 1861, S. 359. Meyer, Die Wölbung der Gerdaubrücke. — Daselbst 1863, S. 429. Früh, Die Wölbung der Allerbrücke. — Daselbst 1860, S. 158 und Deutsche Bauz. 1876, S. 86. Vorträge des Geh. Reg.-Rats Funk.

[96]) Meiſsner, Die Erbauung der Eisenbahnbrücke über den Mürzfluſs nächst Mürzzuschlag. Allg. Bauz. 1855, S. 194.

hölzernen Unterbaues über der Hintermauerung der linken Brückenhälfte zur Aufnahme des Fahrgleises. Zweite Verlegung des Fahrgleises vom Sprengwerk der rechten Brückenhälfte auf das neu hergestellte der linken.

4. Abtragen der einstweiligen rechtsseitigen Sprengwerksbrücke. Vollendung der Hintermauerung und der Stirnmauer der rechten Brückenhälfte. Ausrüstung sämtlicher Gewölbe. Dritte Verlegung des Fahrgleises vom einstweiligen Unterbau der linken Brückenhälfte auf die fertige rechte Brückenhälfte. Abtragung des einstweiligen Unterbaues und Vollendung der Arbeiten auf der linken Brückenhälfte. Letzte Verlegung das Fahrgleises in die ursprüngliche Lage.

Die Ausführung währte, mit Unterbrechung durch zwei Winter, vom August 1852 bis August 1854, also 2 Jahre. Die Kosten des Brückenbaues betrugen rund 200000 M., die Kosten der Hilfsgerüste u. s. w. rund 30000 M., also 15 % der erstgenannten Summe.

2. Die **Hebung von Gewölben** mufste bei einigen Brücken des Rhein-Marne-Kanals, infolge der auszuführenden Hebung seines Wasserspiegels, vorgenommen werden. Besonders lehrreich ist das Verfahren, das bei einer in der Nähe von Frouard den Kanal überschreitenden Eisenbahnbrücke von 6,60 m Breite und 10 m Spannweite im Juli 1877 zur Anwendung kam.[97]) Das Gewölbe der Brücke, aus kleinen Bruchsteinen zwischen Werksteinstirnen in Wasser-Kalkmörtel bestehend, zeigte sich so gut erhalten, dafs man Abstand nahm, es abzubrechen, obwohl zu diesem Zwecke bereits ein Lehrgerüst aufgestellt war. Man beschlofs, das Gewölbe nur an den Kämpfern zu lösen, in einem Stücke auf die erforderliche Höhe mittels der Schrauben des Lehrgerüstes zu heben und dann wieder in Stand zu setzen.

Beim Einarbeiten der Kämpferbreschen wurden an beiden Seiten drei feste Stützpunkte bis zum letzten Augenblicke erhalten und dann gleichzeitig abgearbeitet, bis das Gewölbe völlig auf dem Lehrgerüst ruhte. Hierbei senkte sich das Lehrgerüst im Scheitel um 4 cm, wobei einige Risse und offene Fugen in der inneren Leibung und an den Stirnen zu Tage traten. Das Gewicht des Lehrgerüstes eingeschlossen, hatte man nun 75 cbm Gewölbemasse mit 180 t Gewicht zu heben. Die Gesamthebung von 0,43 m geschah mittels Schrauben, die nach jeder Aufwärtsbewegung von 0,025 m und nach erfolgtem Antreiben von Keilen zurückgeschraubt wurden, in $1^1/_2$ Tagen; stündlich betrug die Hebung 3 cm.

Nach Wiederherstellung der Kämpferlücken galt es, die Risse in der Leibung und an den Stirnen, die sich während der Hebung und der dabei erfolgten weiteren Senkung des Lehrgerüstes um 2 cm auf eine durchschnittliche Weite von 1 cm vergröfsert hatten, zu schliefsen. Zu diesem Zwecke bohrte man in die Risse von obenher Löcher, reinigte beide von Mörtel und Steinstücken und schlofs sie von unten mit Ton. Dann führte man in die Löcher unter starkem Druck einen aus Moselsand und Portland-Zement gemischten Mörtel ein. Bei den Stirnfugen stellte man den erforderlichen Druck unter Zuhilfenahme eines höher liegenden Behälters her.

Acht Tage später rüstete man aus, wobei noch eine Scheitelsenkung von 1,55 mm beobachtet wurde.

3. Durch **Abarbeitung der inneren Leibungsfläche** erhielt auf derselben Kanalstrecke das Gewölbe der Eisenbahnbrücke bei Champigneules das erforderliche Durchfahrtsprofil.[98])

Die Brücke hat bei einer Schiefe von 30° eine in der Stirn gemessene Spannweite von 19,15 m (10 m normale Weite), und trägt neben der zweigleisigen Eisenbahn Paris-Strafsburg noch eine Strafse. Gesamtbreite zwischen den Geländern 11,85 m. Das Gewölbe besteht aus sechs in Zwischenräumen von 1,25 m nebeneinander liegenden Ringen aus Werksteinen; die Zwischenräume werden durch fünf Betonkörper ausgefüllt. Die Gewölbestärke betrug durchweg 1,30 m und wurde auf 0,835 m verringert, entsprechend einer Pressung von 40 kg f. d. qcm.

Nachdem ein versuchsweises Abarbeiten von zwei Werkstein- und Betonringen und eine hierauf angestellte Probebelastung in zufriedenstellender Weise verlaufen waren, schritt man zur Abarbeitung eines gröfseren Teiles des Gewölbes, beschränkte sich aber zunächst auf die Beseitigung der erforderlichen Teile dreier Schlufssteine und je zweier Steine an denjenigen Bogenstellen, wo die Drucklinie sich der inneren Leibung am meisten näherte. Alsdann fand eine zweite Probebelastung mit einer 70 t schweren Lokomotive in eingehender Weise statt, worauf der in Angriff genommene Gewölbeteil vollständig und erst nach nochmaliger Belastung das ganze Gewölbe abgearbeitet wurde. Hierbei verschob man aber vorsichtigerweise die Bahngleise vorübergehend immer derart, dafs sie niemals über eine in Abarbeitung begriffene Gewölbezone zu liegen kamen.

Die Kosten der Abarbeitung betrugen f. d. qm Leibungsfläche 85,6 M., im ganzen etwa 9000 M.

---

[97]) Ann. des ponts et chaussées 1878, I. S. 592; auch Revue générale de l'architecture et des travaux publics 1883, No. 9 bis 10. — Zentralbl. d. Bauverw. 1884, S. 87.

[98]) Ann. des ponts et chaussées 1880, I. S. 319.

4. Verbreiterungen alter Brücken, deren Fahrbahnbreite dem wachsenden Verkehre nicht mehr genügte, sind namentlich in England in großer Zahl zur Ausführung gekommen.[99]) Meistens ist die Verbindung in der Weise erfolgt, daß man die alte Brücke möglichst unverändert belassen und an einer Seite oder an ihren beiden Längsseiten unter Anwendung eiserner Quer- und Längstragewerke neue Bahnen hergestellt hat.

Bei der Carlisle-Brücke in Dublin war eine gleichzeitige Tieferlegung der Fahrbahn der alten Brücke erforderlich, was dadurch ermöglicht wurde, daß man die vorhandenen Kreisbogengewölbe in elliptische umwandelte.

Die Tieferlegung der Fahrbahn des Pont-Neuf zu Paris, auf welcher damals nach angestellten Untersuchungen binnen 24 Stunden 90000 Fußgänger und 15000 Pferde verkehrten, erfolgte in anderer Weise. Man schlug ein neues Gewölbe unter dem alten und beseitigte dann das letztere, wodurch eine Ermäßigung der Brückenhöhe von 1 m erzielt wurde. Taf. XXIII, Abb. 8 zeigt die Ausführung mittels eines an der Brücke aufgehängten Arbeitsgerüstes, das gleichzeitig für den Verkehr des Publikums diente.

5. Umbau des Pont-Neuf. Im Jahre 1885 offenbarten sich in 2 Öffnungen über dem schmalen Arme der Seine starke Risse in den Gewölben und dem zugehörigen Pfeiler auf der stromabwärts liegenden Brückenhälfte. Die Ursache wurde gefunden in einem Weichen des Pfeilers nach einer Hochflut. Die Pfeiler sind 1578 auf liegenden Rosten gegründet, deren ursprüngliche Sicherheit geringer geworden ist, weil die Höhenlage des Seinebettes im Laufe der 3 Jahrhunderte von 25,70 auf 23,80 gesunken ist. Um den Schaden auszubessern, wurden die beiden Gewölbe mit ihrem Pfeiler auf der stromabwärts liegenden Brückenhälfte abgetragen und erneuert, wobei die alten Umrisse des Baues genau wiederhergestellt wurden. Über den Gewölben brachte man aber Entlastungsräume an und den Pfeiler gründete man stromabwärts mit Hilfe von Luftdruck etwa 3 m tief unter der Flußsohle. Dies geschah in den Jahren 1886—87. Später sicherte man auch alle übrigen Pfeiler des Pont-Neuf, sowohl im schmalen, als auch im breiten Arme der Seine, durch geeignete Einbauten. Der gesamte Umbau wurde 1890 beendet und kostete etwa 400000 Mk. Näheres in der Quelle.[100])

§ 32. Arbeiten während des Betriebes. In den §§ 29 bis 31 sind bereits verschiedene Unterhaltungs-, Wiederherstellungs- und Umbauarbeiten beschrieben worden, die während des Betriebes zur Ausführung kommen mußten. Hier bleibt nur über Neubauten etwas hinzuzufügen, die in einer bestehenden Verkehrslinie herzustellen sind. Die dabei in Betracht kommenden allgemeinen Verhältnisse wurden bereits in § 6 unter 5. erörtert. Danach wird in den meisten Fällen zur Aufrechterhaltung bestehenden Verkehrs entweder eine einstweilige oder endgiltige Verlegung einer Verkehrslinie in Frage kommen, wobei der Verkehr eine erhebliche Störung nicht erleidet, oder die Ausführung wird unter erschwerenden Umständen ohne Zuhilfenahme einer Verlegung vor sich gehen müssen.

1. Am schwierigsten gestalten sich die Verhältnisse in der Regel, wenn die Verkehrslinie eine Eisenbahn ist, deren Damm an der Baustelle durchbrochen werden soll und dabei nicht verlegt werden kann. Es bleibt dann kein anderes Mittel, als die Fahrgleise zu unterfangen, wobei ihre vorübergehende Unterbrechung oder Verschiebung nur in den Zugpausen stattfinden darf. Bei eingleisigen Bahnen sind diese Pausen meistens für dergleichen Arbeiten ausreichend lang bemessen. Bei stark betriebenen zweigleisigen Bahnen wird es jedoch häufig nötig, ein Gleis längere Zeit oder auch nur für gewisse Stunden des Tages zu sperren. Findet die Sperrung des einen Gleises nur für eine

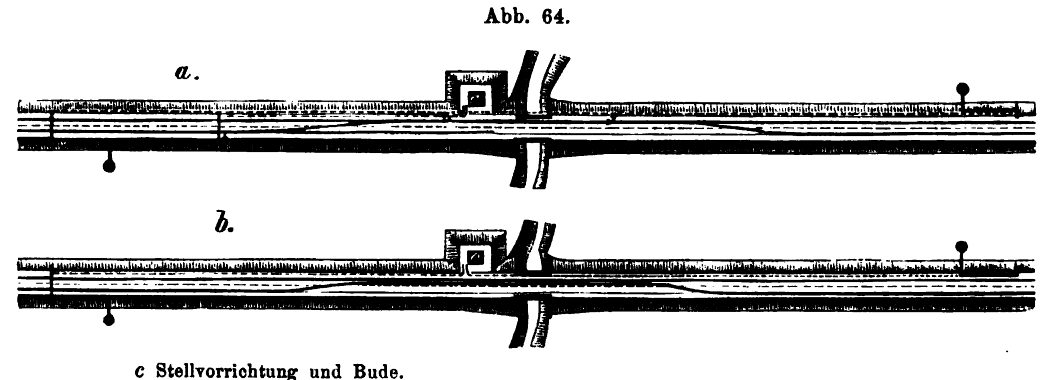
---

[99]) The Builder 1875, S. 118. Kurze Notiz über die Erbreiterung der North-Bridge in Edinburgh. — Daselbst 1878, S. 641. Neue Carlisle-Brücke in Dublin. — Ann. des ponts et chaussées 1876, Pl. 25. — Vergl. auch The Engineer 1877, I. S. 269. Rebuilding and widening Carlisle-Bridge, Dublin, woselbst die Ausführungsbedingungen mitgeteilt werden. — Engng. 1892, I. S. 401, Verbreiterung der Eisenbahnbrücke über die Themse bei Maidenhead.

[100]) Ann. des ponts et chaussées 1891, I. S. 885, Guiard, Notice sur les travaux de restauration du Pont-Neuf à Paris.

Reihe von Stunden am Tage statt, so wird die Betriebseinrichtung in der Regel derart getroffen, dafs alle Züge zwischen den beiden Stationen, innerhalb welcher die Baustelle liegt, eingleisig verkehren. Es fahren demnach die früher auf dem jetzt gesperrten Gleise verkehrenden Züge auf falschem Gleise, weshalb die für einen solchen Fall durch die Signalordnung vorgeschriebenen Vorsichtsmafsregeln (Alarmsignal, rotes Licht der bei Nacht fahrenden Maschine u. s. w.) ausgeführt werden müssen. Obgleich die Nachbarstationen von der Sperrung Kenntnis haben und daher auf dem gesperrten Gleise keinen Zug ablassen dürfen, so werden doch in gehöriger Entfernung von der gesperrten Stelle nach beiden Richtungen hin in der Regel noch Knallsignale in Verbindung mit Absperrsignalen (rote Fahne, rotes Licht) ausgelegt, um vorkommendenfalls einen falsch fahrenden Zug noch rechtzeitig zum Halten bringen zu können. Soll das eine Gleis auf längere Zeit, z. B. während der Bauzeit eines Brückenteiles, gesperrt werden, so würde es der Betrieb nicht zulassen, dafs die Sperrung, wie im vorigen Falle, auf der ganzen Strecke zwischen den Nachbarstationen erfolgt. Es wird vielmehr genügen, nur ein kurzes, nach beiden Seiten über die Baustelle hinaus reichendes Stück der Strecke zu sperren und die Verbindung von dem gesperrten Gleise nach dem nicht gesperrten durch Weichenverbindungen (Abb. 64 *a*) oberhalb und unterhalb der Baustelle oder durch eine sogenannte Gleisverschlingung (Abb. 64 *b*) offen zu halten.

Abb. 64.



c Stellvorrichtung und Bude.

Bei Anwendung von Weichen kann man das gesperrte Gleisstück als Materialiengleis nutzbar machen. Meistens, auch wenn an der Sperrstelle eiserner Oberbau liegt, stellt sich eine Gleisverschlingung billiger als Weichenanlagen. Um den Betrieb in der Nähe der Baustelle zu sichern, ist es notwendig, oberhalb und unterhalb der letzteren je ein einflügeliges Abschlufssignal, das die Zeichen „Halt“ und „Fahrt frei“ gibt, aufzustellen; dabei müssen die Signalflügel selbsttätig derart miteinander verbunden bezw. gegeneinander verriegelt werden können, dafs es niemals möglich ist, beide Flügel auf „Fahrt“ zu stellen. Bei besonders schwierigen Bauten, die zu Zeiten auch die betriebssichere Lage des Fahrgleises an der Baustelle gefährden können, ist es ratsam, jeden Zug zuvor am Abschlufssignal halten zu lassen, wo der Zugführer dann erst ausdrückliche Erlaubnis zur Weiterfahrt erhält. Auch eine elektrische Verbindung des Bahnwärters mit den Nachbarstationen ist notwendig.

Die Ausführung von Bauwerken während des Betriebes ist nachstehend an einigen Beispielen erläutert.[101])

[101]) Vergl. auch die Literatur-Angaben unter Anm. 93.

2. Das Unterfangen der Fahrbahn mittels Abteufen senkrechter Schächte und Aufstellung von Sprengwerken kam im Jahre 1876 zur Anwendung beim Bau eines gewölbten Fufsgänger-Tunnels unter den Bahnhofsgleisen der Halle-Sorau-Gubener Bahn in Kottbus (Taf. XXIII, Abb. 9 bis 9f). Die Gleise durften während der Ausführung weder gesperrt, noch verlegt werden; in unvermeidlichen Fällen wurde ein Aufserbetriebsetzen des Gleises für die Dauer von wenigen Stunden gestattet.

Die Arbeiten begannen von einer Seite aus und zwar zuerst unter den beiden äufsersten nördlichen Gleisen. In einer Betriebspause wurde, nachdem vorher das Kiesbett bis zur Schwellenunterkante freigelegt worden war, unter die Schwellen unter jede Schiene ein 14 m langer, 30/40 cm starker Träger *a a* (Abb. 9) eingeschoben und es wurden beide Träger zunächst fest gestopft. Nachdem auf diese Weise die Gleise versichert waren, begann die Ausschachtung der Baugrube derart, dafs mit Hilfe von Bohlenkränzen, die in sich und unter sich abgespreizt waren, auf jeder Widerlagsseite von oben her ein Schacht eingetrieben wurde (Abb. 9, I). Die Bodenbeschaffenheit gestattete es, vor Beginn der Abspreizung eine Schachttiefe von 1 m = 3 Bohlenbreiten auszuheben. Es brauchte daher das Einlegen und Abspreizen der Bohlen erst zu erfolgen, nachdem jene Tiefe erreicht war; nach Einlegung der nächsten 3 Bohlen wurden alle 6 Bohlen untereinander verspreizt, und so weiter fortgefahren. Das Abspreizen geschah derart, dafs man Bohlen von oben nach unten über die zuerst eingesetzte Bohlengrenze legte und zwischen diesen die Absteifung *b* (Abb. 9, II) herstellte, durch welche Anordnung die Zahl der Spreizen beschränkt und freier Arbeitsraum gewonnen wurde.

Waren die Schächte bis auf die Sohle der Baugrube hinuntergeführt und verspreizt, so begann die Unterstützung der Träger, um allmählich auch den Erdaushub zwischen den beiden Schächten in Angriff nehmen zu können. Anfangs wurden die Ständer *c* (Abb. 9a, III.) aufgestellt, die auf Quer- und Langschwellen ruhten und aufserdem auf starken, breiten, eichenen Doppelkeilen, um jederzeit nachgetrieben oder beim Ausrüsten gelöst werden zu können. Sodann wurden die Spannriegel *e* und die Streben *d* eingebracht, die Aussteifung entsprechend ergänzt und nun mit dem Ausgraben des mittleren Erdkerns begonnen, wobei der Träger *a a* in der Mitte fortwährend unterstützt und nach Bedürfnis die Stützen *f* unter dem Spannriegel *e* verlängert wurden. Zugleich wurden die sich lösenden Spreizen *b* durch die Spreizen *g* ersetzt und die Absteifung der Kopfwand so lange fortgeführt, bis der Zustand Abb. 9a, IV erreicht worden war. — Im Laufe der Ausführung stellte es sich, um freien Arbeitsraum zu erhalten, als praktisch heraus, die Spreizen *g* fortzulassen und an deren Stelle hinter die Stützen *c* in der Längsrichtung starke Hölzer *d I* einzubringen, gegen welche die Seitenwände abgesteift werden konnten. Die Hölzer fanden auf einem Ende Halt in dem fertigen Mauerwerk.

Es begann nun die Herstellung des Mauerwerks. Dieses konnte unter Fortnahme der Spreizen *g* und unter deren Ersatz durch *h*, sowie weiterhin durch Hinterfüllen des Bodens in den Zustand V gebracht werden. Jetzt wurden die Stützen *i*, ebenfalls auf Schwellen und Keilen, eingesetzt, die Stützen *c* und die Streben *d* entfernt und das Mauerwerk bis zu der aus Darstellung Abb. 9b, VI ersichtlichen Höhe hinterfüllt. Während dieser Zeit konnte die Hintermauerung des Gewölbes fortgesetzt werden. Dann wurden die in Abb. 9b, VI gezeichneten, über die Hintermauerungsfläche etwas vorstehenden Mauerpfeiler aufgeführt, zur Aufnahme der die Träger *a a* stützenden kurzen Ständer *k* dienend. Ursprünglich waren die Mauerpfeiler nicht vorgesehen, die Holzstützen *k* sollten, auf Schwellen und Keilen ruhend, unmittelbar bis auf die Asphaltierung der Hintermauerung reichen, jedoch gab man diese Anordnung später auf, da bei Entfernung jener Holzstützen, die stets zugleich mit der Entfernung der Träger *a* geschehen mufste, ein Wiederaufgraben des bereits hinterfüllten Bodens und eine Beschädigung der Asphaltschicht nicht vermieden werden konnte. — Demnächst wurden die Stützen *f* entfernt und die dafür im Gewölbe ausgesparten Öffnungen geschlossen (Abb. 9b, VII); dann folgte die Verfüllung des fertigen Tunnelteils und es verblieben nur die Träger *a a* noch eine Zeit lang unter dem Gleise, bis die Verfüllung sich gehörig gesetzt und während dieser Zeit durch Nachstopfen die hinreichende Festigkeit erlangt hatte (Abb. 9c, VIII). Erst nach einiger Zeit wurden auch die Träger *a a* entfernt.

Die in den Abbildungen angegebenen Stärken der zur Verwendung gekommenen Hölzer zeigten sich als reichlich bemessen. Am stärksten wurden die Träger *a a* in Anspruch genommen, und zwar im Bauabschnitt VII, wo sie 3 m (bis zur Mitte der Unterstützung 3,25 m) weit frei lagen. Selbst unter der Annahme, dafs die Träger bei dieser lichten Weite nur frei aufliegen, obgleich man sie mit Recht als in mehreren Punkten unterstützt annehmen könnte, waren sie bei Belastung durch eine Lokomotive doch nur mit höchstens 65 **kg** pro qcm in Anspruch genommen.

Die Baukosten haben betragen:

Erdarbeiten einschl. Zimmerarbeit und Holzlieferung u. s. w.				Maurerarbeiten einschl. Material				Gesamtkosten	
unter den Gleisen		aufserhalb der Gleise		unter den Gleisen		aufserhalb der Gleise einschl. Pflasterung		für ein m Tunnellänge	für den ganzen Tunnel überhaupt
f. d. cbm Erde	im ganzen	für das cbm Erde	im ganzen	für das cbm	im ganzen	für das cbm	im ganzen		
M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.
4,50	8118,90	1,00	2748,50	26,03	13334,68	22,97	22390,57	472,01	54989,11

In den Gesamtkosten sind enthalten 8396 M. (= 7,21 M. für ein m Tunnellänge) für verschiedene kleinere Ausgaben, nämlich für die eisernen Gitter und Fenster, die Treppenstufen, die Abdeckung der Treppengeländer, die Asphaltierung des Gewölbes, die Verlegung einer vorgefundenen Gasleitung und die Unterhaltung der Gleise und des Bahnsteigs.

Wegen sonstiger Einzelheiten ist auf die Originalmitteilung[102]) zu verweisen, die auch Angaben über die Arbeitsleistungen, die Dauer der Bauabschnitte und näheres über die Art der Ausführung enthält.

3. In den Abb. 10 bis 10^c, Taf. XXIII ist die Herstellung eines Bauwerks mit Hilfe **einer Verbreiterung des Eisenbahndammes und einer Gleisverschlingung** vorgeführt. Dies Verfahren ist für den Betrieb sehr störend; an seiner Stelle sollte daher, wenn die Verhältnisse es gestatten, das eben beschriebene mit Hilfe senkrechter Schächte gewählt werden.

Der Gang der Arbeiten war folgender:

Bauabschnitt 1, Abb. 10: Abgrabung des Dammes auf der einen Bahnseite und Verwendung des gewonnenen Bodens zur Verbreiterung des Planums auf der anderen Seite. Dabei mufs ein Fahrgleis gesperrt werden.

Bauabschnitt 2, Abb. 10^a: Wegnahme des betreffenden Teiles im gesperrten Gleise; Fortgang der Abgrabung und Beginn der Maurerarbeiten.

Bauabschnitt 3, Abb. 10^b: Abgraben bis auf das zulässige Mafs, wobei die abgegrabene Böschung durch eine Bohlwand mit Hilfe fertig gestellter Bauwerksteile als Stützpunkte abgesteift wird.

Bauabschnitt 4, Abb. 10^c: Hinterfüllen und Überschütten des fertigen Bauwerksteiles. Wiederherstellen des gesperrten Gleises und Verschlingen mit dem anderen Gleise. Endlich Abgraben des Dammrestes, Vollendung der Maurerarbeiten u. s. w. und Wiederinbetriebsetzen beider Fahrgleise.

Abgesehen von der Behinderung des Betriebes tritt bei dem beschriebenen Verfahren auch noch der Übelstand ein, dafs infolge der stückweisen Herstellung und der raschen Hinter- und Überfüllung das Mauerwerk Verdrückungen ausgesetzt ist.

F. Kosten.[103])

§ 33. Allgemeines. Für die genaue Veranschlagung oder um ermitteln zu können, ob die vom Unternehmer in Ansatz gebrachten Einheitspreise im angemessenen Verhältnisse zu den aufgewendeten Selbstkosten stehen, ist die Kenntnis der Einzel-

[102]) Deutsche Bauz. 1877, S. 291. Mehrtens, Bau eines gewölbten Fufsgängertunnels unter den bestehenden Gleisen der Halle-Sorau-Gubener Eisenbahn auf Bahnhof Kottbus. — Eine ähnliche Ausführung für eisernen Überbau s. Ziv.-Ing. 1867, S. 253 (Tellkampf, Brückenbau unter Bahnhof Altona). — Desgl. für eine gewölbte Brücke: Allg. Bauz. 1865, S. 64, Baulichkeiten unter einer im Betriebe stehenden Eisenbahn (aus Portefeuille des conducteurs des ponts et chaussées et des gardes mines No. 9, 1863); vergl. auch Goschler, Traité pratique de l'entretien etc. des chemins de fer, vol. I. S. 134.

[103]) Über Kosten der Brücken geben auch Aufschlufs: Nouv. ann. de la constr. 1857, S. 79. Knab, Notes sur les principaux viaducs du chemin de fer de Rouen à Havre. — Daselbst 1859, S. 163. Frémaux, Viaduc de Messarges. — Daselbst 1862, S. 62. Nördling, Ponts-rails droits en maçonnerie. — Daselbst 1862, S. 21. Cassagnes, Prix de revient totaux et par mètre superficiel des viaducs établis sur plusieurs lignes françaises. — Ferner: Vorrede zu Morandière, Traité de la constr. etc. S. 6 bis 7 und Tabellen am Schlufs des

kosten der Lieferungen und Arbeiten erforderlich, weil die allerdings bequemere und rascher zum Ziele führende Preisbestimmung allein nach Erfahrungssätzen bei der Mannigfaltigkeit der vorkommenden Fälle oft sehr trügen kann.

Die Einzelheiten teilen sich in drei Gruppen, in die Kosten:

1. Für Beschaffung der Baustoffe frei Baustelle, bei denen man zu beachten hat:
   a) Beschaffung frei Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferort,
   b) Förderung zur Baustelle;
2. für alle weiter auf der Baustelle mit den Baustoffen vorzunehmenden Handhabungen, die zerfallen in:
   a) Vorbereitung oder Bearbeitung,
   b) Förderung,
   c) Hebung,
   d) Vermauern und Versetzen,
   e) Nacharbeiten der Flächen;
3. für Gerüste, Geräte, Bauleitung, Verzinsung der angelegten Bausumme u. s. w., welche Kosten durch Hundertstel (vergl. Tabelle I, S. 283) oder durch eine Pauschsumme, oder durch besondere Berechnung festgestellt werden.

Die Kosten der Beschaffung der Baustoffe frei Fabrik-, Gewinnungs- oder Lieferort müssen unmittelbar in Erfahrung gebracht werden, während die Kosten für die Förderung zur Baustelle mittels Fuhrwerk oder auf Hilfsbahnen (auf öffentlichen Eisenbahnen gelten im allgemeinen feste Sätze) durch Berechnung gefunden werden können.

Die schwierigste und zeitraubendste Arbeit der Kostenbestimmung bereiten die Gruppen 2 und 3, weil, um zu einem richtigen Ergebnisse zu gelangen, aus dem Verbrauch an Baustoffen und Arbeitskraft für jede einzelne in den Gruppen enthaltene Arbeit die Summe gezogen und diese dann mit Rücksicht auf den Lohnsatz der verschiedenen Arbeitsklassen und die Kosten der Baustoffe in Geld umgesetzt werden mufs. Für die Berechnung dienen die nachfolgenden Tabellen, namentlich No. IV bis IX.

Bei Kostenüberschlägen und Kostenanschlägen, die als Unterlagen für die Vergebung dienen sollen, bei denen also die später wirklich zu zahlenden Einheitspreise im Wettbewerb festgesetzt werden, wird man in der Regel das vorstehend angedeutete, zeitraubende Verfahren der Preisbestimmung nicht in Anwendung bringen, sondern die Einheitspreise nach den in verwandten Fällen erfahrungsmäfsig gezahlten Sätzen bestimmen.

Für diese Bestimmung mögen die Zusammenstellungen des § 37 dienen, aus denen die Kosten einer Reihe von ausgeführten Brückenbauten älterer und neuerer Zeit im allgemeinen für das Meter und Quadratmeter der Ansichtsfläche, sowie auch für das Kubikmeter der ganzen Masse und im besonderen nach Einheitspreisen zu entnehmen sind.

§ 34. Kosten für die Zufuhr und das Heben der Baustoffe.

1. Die **Kosten für die Zufuhr der Baustoffe** vom Gewinnungsort nach der Baustelle sollen hier nicht näher besprochen werden, über diesen Gegenstand vergl. man

---

Werkes von Fontenay über die Indre-Talbrücke. — Zeitschr. f. Bauw. 1859, S. 225. Kosten sächsischer Viadukte. — Ziv.-Ing. 1868, S. 279. v. Schönberg, Über Arbeitsleistungen und Materialverbrauch bei Kunstbauten. — Osthoff, Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesamten Ingenieurwesens. Leipzig 1879. — Kosten steinerner und eiserner Brücken für Haupt- und Nebenbahnen. Revue technique 1897, S. 291. — Pouthier, Notice sur le viaduc de Mussy. Ann. de ponts et chaussées 1901, I. S. 272. — Moser, Steinbrücke über den Schwändelholztobel bei Kappel. Schweiz. Bauz. 1901, II. S. 273.

die Handbücher über Veranschlagungen.[104]) Die Kosten der Wasserzufuhr schwanken, eine Arbeit von G. Meyer über die Kosten der Binnenschiffahrt (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 193) gibt mancherlei Aufschlüsse. Die Kosten der Zufuhr auf Landstrafsen werden hauptsächlich von der Beschaffenheit der Strafsen und von ihren Steigungsverhältnissen beeinflufst; die Grundlagen für ihre Berechnung sind in Launhardt, Die Steigungsverhältnisse der Strafsen (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 345) enthalten.

2. Über die **Kosten der Hebung der Baustoffe** sollen hier nur insoweit Mitteilungen gemacht werden, als tierische Motore in Betracht kommen. Zunächst ist jedoch auf den IV. Teil zu verweisen, woselbst die Leistungen jener Motoren an Hilfsvorrichtungen verschiedener Art eingehend erörtert sind.

a) Hebung mit Winden. Beim Bau der Fuldabrücke zu Kragenhof sind in Bezug auf die Leistungen der Menschenkraft bei Hebung von Baumaterialien mittels Winden die in der Tabelle IV angegebenen Versuche gemacht.

Die gehobenen Quader hielten durchschnittlich 0,44 cbm von je 2300 kg, die Steinzangen wogen 6 kg. Das Anhängen der Quader an die Windekette, das Absetzen auf das Mauerwerk und das Verschieben der Bockwinde auf dem Laufkran erforderte je 6,5 Minuten Zeit.

Ein weiteres Beispiel liefert der Bau der Diedenmühle-Talbrücke, wo 4 Mann an der Mörtelwinde innerhalb 21 aufeinanderfolgender Tage zu je 10 Stunden 492,5 cbm Mörtel zu 1760 km 25,5 m hoch förderten.

Tabelle IV. **Hebung von Baumaterialien mittels der Bockwinde des Laufkrans.**

Material	Bedarf an Arbeitskraft: f. d. cbm in Tagen zu je 10 Stunden bei einer Förderhöhe in Metern von								Bedarf an Arbeitskraft: im ganzen waren tätig		Nutzleistung eines Arbeiters in mkg f. d. Sekunde, bei einem Gewichte der Last in kg von			
	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	an der Winde	zum Aus- und Einhängen der Steinzangen u. s. w. Absetzen und Füllen der Fässer u. s. w.	500 bis 750	750 bis 1000	1000 bis 1500	1500 bis 2000
Quader einschl. Aufwinden und Absetzen . .	0,20	0,25	0,30	0,36	0,41	0,46	0,51	0,56	4 Mann	2 Mann	4,90	5,10	5,70	6,42
Quader einschl. Aufwinden und Versetzen .	0,39	0,46	0,53	0,60	0,67	0,74	0,81	0,88	4 „	3 Mann beim Versetzen, 1 Mann beim Anhängen	4,90	5,10	5,70	6,42
Bruchsteine einschl. Aufwinden und Absetzen .	0,20	0,27	0,34	0,42	0,47	0,56	0,63	0,70	4 „	3 Mann	4,45	—	5,18	—
Mörtel	0,17	0,23	0,29	0,35	0,41	0,47	0,53	0,59	4 „	2 „	4,45	—	5,18	—
Wasser	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	3 „	1 „	4,45	—	5,18	—

b) Pferde am Göpel und an Rollen arbeitend. Bei Abschätzung von Arbeiten der Pferde am Göpel mit nicht zu kurzen (nicht unter 5 m langen) Zugbäumen können nachfolgende Werte als Anhalt dienen[105]):

	Zugkraft kg	Geschwindigkeit in der Sekunde	Arbeit in der Sekunde im mkg	Dauer der Arbeit Std.	Tägliche Arbeit in mkg	Tägliche Arbeit in Maschinenpferden bei gleicher Zeitdauer
Kräftige Pferde von 400 bis 500 kg Gewicht (Akkord)	65,0	1,0	65,0	6	1400000	0,86
Schwächere Pferde von 300 kg Gewicht durchschnittlich (Tagelohn) . . .	45,0	0,9	40,5	8	1166400	0,54

[104]) Vergl. auch: Mitteilungen d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Böhmen 1874, S. 79 (Nosek, Über Zufuhr von Baumaterialien) und das bereits erwähnte Hilfsbuch von Osthoff.

[105]) Rühlmann, Allg. Maschinenlehre, Bd. I, S. 156.

Am Pferdegöpel der Talbrücke Heilgenborn hoben 2 Pferde täglich 32,7 cbm Mörtel zu je 1760 kg auf 35,6 m Höhe. Dies gibt für ein Pferd eine tägliche Nutzleistung von 1024425 mkg. Ferner sind von den Pferden gleichzeitig 6 . 90,4 Pumpenhübe zu je 45 mkg ausgeübt worden, einer Arbeit von 48600 mkg gleich. Die Reibungswiderstände ungerechnet, hat in diesem Falle also ein Pferd eine gesamte tägliche mechanische Arbeit von 1073025 mkg ausgeführt. Dabei hatten die Pferde eine Geschwindigkeit von 0,95 m.

Die Zugkraft des Pferdes stellt sich höher, wenn es bei geradlinigem Fortschreiten einen Zug auszuüben hat und hierbei nicht fortwährend in Tätigkeit ist. Dies beweist u. a. der Bau der Indre-Talbrücke, wo ein Pferd in einzelnen Fällen beim Aufziehen schwerer Steine bis zu 250 kg Zugkraft entwickelte. Das Pferd zog dabei ohne Anwendung eines Flaschenzuges mit 0,90 bis 1 m Geschwindigkeit und die Last hob sich mit einer Geschwindigkeit von 0,45 bis 0,50 m. Das Aufwinden der schwersten Steinblöcke, der Gesimssteine von 0,40 bis 0,60 cbm Inhalt und 1000 bis 1500 kg Gewicht, geschah durch 5 Pferde in 42 bis 47 Sek. Die augenblickliche Leistung eines Pferdes war hierbei (da die Förderungshöhe 21 m betrug) in der Sekunde 100 bis 134 mkg. In einem Tage zu je 10 Stunden Arbeitszeit einschliefslich Ruhepausen wurden durch diese 5 Pferde 30 cbm von je 2500 kg auf 21 m Höhe gehoben. Das Aufwinden kleinerer Steine von 0,1 bis 0,25 cbm Inhalt erforderte nur 20 bis 23 Sekunden Zeit. Bruchsteine und Mörtel für die Pfeiler (80 bis 100 kg) wurden durch 1 Pferd, für die Gewölbe (140 bis 160 kg) durch 2 Pferde gehoben. Im letzten Falle war die Leistung eines Pferdes geringer, einmal wegen der gröfseren Länge und Schwere des Seiles und weil aufserdem die Pferde auch auf ihrem Rückgange zu ziehen hatten. Es hatten nämlich zwei Krane, die um vier Bogenstellungen voneinander entfernt auf dem Gewölbe aufgestellt waren, unten eine gemeinschaftliche Zugleine, an der die Pferde gingen, so dafs, während bei dem ersten Krane die Last gehoben wurde, beim zweiten die leeren Steinschalen niedergingen, die Pferde also in jeder Richtung beim Aufwinden in Tätigkeit waren.

Die Werksteine der Binderschichten von 0,10 bis 0,20 cbm Inhalt wurden durch 3 Pferde gehoben, die aufserdem noch Bruchsteine und Mörtel heben mufsten, also fortwährend im Gange waren. Das Aufwinden der Pfeilerbekrönungsstücke (bis 0,40 cbm Inhalt) geschah durch 4 Pferde mit Hilfe eines Flaschenzuges.

c) Verschiedenartige Hebungen. Über den Unterschied bei der Hebung verschiedener Materialien mittels Flaschenzügen (unter Benutzung von Pferde- und Menschenkraft) und mittels Bockwinden erzielten Nutzleistungen geben die beim Fulda-Brückenbau angestellten Versuche Aufschlufs (s. Tabelle V).

Tabelle V.

Hebung von Baumaterialien mittels verschiedener Hilfsvorrichtungen.

Beschaffenheit der Hilfsvorrichtung	Beschaffenheit der gehobenen Last	Nutzleistung eines Arbeiters i. d. Sek. mkg	Geschwindigkeit der leer herabgehenden Seile u. Taue m
a) Durch Menschen bewegt.			
1. Flaschenzug mit zwei einscheibigen Kloben, das untere Ende des Taues über eine feste Rolle geleitet.	Hölzer von durchschnittl. 570 qcm Querschnitt zus. 150 bis 250 kg wiegend.	3,65	0,195
2. Flaschenzug mit einem zweischeibigen und einem einscheibigen Kloben desgl.	Dieselben Hölzer zusammen 250 bis 500 kg wiegend.	4,38	0,176
3. Winde mit einfachem Vorgelege und einfacher Kette aus 12 mm starkem Eisen.	Desgleichen.	4,74	0,158
4. wie unter 1.	Eine 220 kg schwere Schiene.	2,63	0,195
5. Wie unter 3., die Kette doppelt mit eingehängter loser Rolle.	Zwei Schienen.	2,92	0,158
b) Durch Pferde bewegt.		desgl. eines Pferdes	
6. Flaschenzug wie unter 2. Ein Pferd an dem über die feste Rolle geleiteten Seilende.	Hölzer von durchschnittl. 570 qcm Querschnitt zus. 250—400 kg schw.	91,2	0,117
7. Desgl. mit 2 Pferden.	Dieselben Hölzer zusammen 500 kg schwer.	77,4	0,117

Hierbei ist zu bemerken: Die hier erzielte Nutzleistung menschlicher Motoren erscheint gegen die in Tabelle IV angegebenen gering, was hauptsächlich darin seinen Grund hat, dafs die in jener Tabelle behandelten Arbeiten in Akkord und die der vorstehenden in Tagelohn vergeben waren. Der durch das Anschürzen und Ablegen der verschiedenen Materialien entstehende Zeitverlust ist durchschnittlich zu 3,8 Minuten beobachtet worden. Er war bei Anwendung von Winden in der Regel gröfser als bei Anwendung von Flaschenzügen, ferner abhängig von der Länge und sonstigen Beschaffenheit der emporzuwindenden Gegenstände, so dafs die äufsersten Grenzen des Zeitverlustes zu 2,5 bis 8 Minuten beobachtet wurden.

Tabelle VI.

Arbeitsbedarf bei Hebung von Hölzern mittels verschiedener Hilfsvorrichtungen.

No. der Hilfsvorrichtung in Tabelle V	Bedarf an Arbeitskraft: f. d. cbm in Arbeitstagen zu je 10 Std. bei einer Förderungshöhe in Metern von 5,0	10,0	15,0	20,0	für cbm	im ganzen sind erforderlich.
1.	0,224	0,272	0,320	—	0,25	6 Mann zum Zusammenbringen, Anhängen u. Ziehen. 1 „ „ Abschürzen.
3.	0,120	0,168	0,216	—	0,50	3 Mann an der Winde 3 „ zum Zusammenbringen, An- und Abschürzen.
6. Arbeiter	0,095	0,112	0,133	0,150	0,50	1 Pferd mit Führer. 4 Mann zum Zusammenbringen der Hölzer und Zurückführen des Taues u. s. w. 1 Mann zum Abschürzen.
6. Pferde	0,016	0,019	0,022	0,027		

Vorstehende Tabelle ist auf Grund der in Tabelle V angegebenen Beobachtungen berechnet. Es scheint sich daraus zu ergeben, dafs beim Emporschaffen von Lasten mittlerer Gröfse (etwa bis 1000 kg) das Aufziehen mittels eines von einem Pferde betriebenen Flaschenzuges, wenn man bei der Kostenberechnung 1 Pferdetag = 2 ½ Arbeitstage setzt, nur dann billiger ist, als das Aufwinden mit Hilfe einer einfachen, durch Menschenkraft betriebenen Winde, wenn die Förderungshöhe gröfser als 5 m und kleiner als 10 m ist.

3. Die Nachteile der senkrechten Hebung gegenüber der wagerechten Förderung zeigten sich auffällig beim Bau der Morlaix-Talbrücke, wie nachstehende Zusammenstellungen beweisen.

Es betrugen die durchschnittlichen Kosten für das Kubikmeter Pfeilermauerwerk bei Beförderung der Materialien

	mittels der Aufzüge M.	auf geneigter Bahn M.
Für Gerüste	1,288	0,880
„ den Steinaufzug	0,440	—
„ „ Mörtelaufzug	0,088	—
„ die Förderung und Verteilung der Steine	1,840	1,400
Desgl. des Mörtels	1,024	0,448
Summe	4,080	2,728

Ferner die durchschnittlichen Kosten für ein Kubikmeter der geförderten Materialien

	mittels der Aufzüge M.	auf geneigter Bahn M.
Steine zu heben bezw. herabzulassen	0,440	0,320
Mörtel zu heben	0,240	—
Förderung und Verteilung der Steine	1,240	1,080
„ „ „ des Mörtels	1,856	1,280

§ 35. Kosten der Gerüste. Die Kosten in Hundertsteln der Gesamtkosten vergl. Tabelle I, S. 283.[106])

1. Über die bei Herstellung fester Rüstungen erforderliche Arbeitszeit können folgende Angaben dienen:

[106]) Ferner gibt Hoffmann eine Tabelle über Kosten der Brückenrüstungen gelegentlich seiner Untersuchungen über die vorteilhafteste Öffnungsweite gewölbter Brücken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 559.

Fulda-Brücke bei Kragenhof.

100 Längenmeter Holz	erfordern durchschnittlich an Arbeitstagen zu je 10 Std. (in Tagel.).
1. in Zulage zu bringen, abzubinden und die Zulage auseinander zu legen . .	7,37
2. 15 m weit unter die Windevorrichtungen auf Arbeitsbahnen zu verfahren . .	0,95
3. auf durchschnittlich 20 m Höhe aufzuwinden oder aufzuziehen	1,20
4. auf den Gerüsten weiter zu verbringen	2,85
5. zu richten	5,94
6. abzubrechen, zu beseitigen und aufzustapeln	6,89
Summa . .	25,20

Will man die Kosten für 100 Längenmeter Gerüst (ausschl. Material) berechnen, so hat man für Beaufsichtigung, Geräte, Verzinsung der Bausumme, kleinere nicht berechnete Arbeiten u. s. w. der vorstehenden Summe etwa 15% zuzurechnen.

Neifse-Talbrücke bei Görlitz.

100 Längenmeter	erfordern durchschnittlich an Arbeitstagen zu je 10 Std. (in Akkord).
1. Holz zu Balken, Schwellen, Rahmen, Stielen, Streben und Riegeln zu beschlagen, zu verbinden, zu heben und zu richten, einschl. Haltung der erforderlichen Geräte u. s. w.	21,10—26,50
2. Holz zu Lehrgerüsten für Öffnungen von 10 bis 20 m scharfkantig und genau winkelrecht zu beschlagen, mit grofser Sorgfalt und genau nach Zeichnung auf dem Schnürboden zu verbinden, zu verbolzen, aufzubringen und zu richten .	37,20—42,50
3. Rippen der Lehrbogen aus einer doppelten Lage von 40 bis 50 cm starken Bohlen mit wechselnden Stöfsen auf dem Schnürboden zuzulegen, auszuschneiden und nachzuhobeln, die Stücke genau ineinander zu passen und auf den Stöfsen mit 40 cm starken Bohlenstücken zu benageln, einschl. Herstellung des Schnürbodens	63,70—79,60
4. Holme der Pfahlreihen zu beschlagen, zuzurichten, die Gerüstpfähle wagerecht abzuschneiden und mit starken Backen zu versehen, die Holme aufzubringen und einzubolzen	74,3

Tabelle VII. **Arbeitsleistungen bei der Herstellung der Versetzgerüste der Brücken von Antoinette und Lavaur** (Taf. XX).

Das Versetzgerüst enthielt:	Antoinette			Lavaur		
an cbm Holz	96,0			213,0		
an t Eisen	1,19			2,82		
Die Herstellung und Beseitigung des Gerüstes erforderte	Arbeitsstunden			Arbeitsstunden		
	für Zurichten und Zulegen	für Aufstellen	für Abbrechen und Beseitigen	für Zurichten und Zulegen	für Aufstellen	für Abbrechen und Beseitigen
Meister	105	210	15	239	357	45
Zimmerleute	900	1589	572	1430	4053	784
Handlanger	142	498	30	—	—	840
Säger	278	—	—	—	—	—
Summe . .	1425	2297	617	1669	4410	1669
zusammen .	4339			7748		
Macht für 1 cbm Holz durchschnittlich .	45 Stunden			36 Stunden		
Die Arbeitslöhne betrugen für 1 cbm Holz	18,5 M.			16,5 M.		

Es kostete ferner: 1 Längenmeter Rüstung der Göltzschtalbrücke (Hölzer von durchschnittlich 20 bis 24 cm Stärke), Material und Arbeitslohn 2,32 M., desgl. der Elstertalbrücke (Hölzer von 23 bis 28 cm Stärke), 2,30 M., desgl. der Fuldabrücke bei Kragenhof für das Fahrgerüst 2 M., für das Lehrgerüst 2,30 M. — Das Kubikmeter Tannenholz (Eichenholz) kostete seinerzeit bei den genannten Bauten

in Rundstämmen frei Baustelle durchschnittlich 30 M. (45 M.) — Die festen Gerüste der Chaumont-Talbrücke (Taf. XVII, Abb. 9) erforderten für das qm der berüsteten Fläche 0,17 cbm Holz und 1,80 kg Eisen.

2. Über die **Arbeitsleistungen bei Herstellung fliegender Gerüste** werden im allgemeinen, was die Zimmerarbeiten anbetrifft, die vorstehenden Zahlen auch verwendbar sein. Im besonderen mögen zur Ergänzung des Vorhergehenden noch folgende Angaben dienen:

Morlaix-Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 3).

Es kostete	Mark
1. Bei jeder der 16 gewöhnlichen Öffnungen der Dienstbrücke (enthaltend 26,60 cbm Holz, 930 kg Schmiedeisen, 480 kg Gufseisen und 20030 kg schwer)	
das cbm Holz (einschl. Eisen, ausschl. Hebung)	100
„ Längenmeter Öffnung der Brücke	170
2. Bei der für die Aufnahme des Mörtel- und Steinaufzuges hergerichteten Öffnung (54 cbm Holz) das cbm Holz	90
3. 1 Laufkran von 2000 kg Tragfähigkeit (3 cbm Holz und 36 kg Eisen) für das cbm Holz ausschl. Winde	80
4 Die Winde dazu	240
5. Die für die Hebung der Dienstbrücke benutzten Schrauben (4 für die gewöhnliche, 10 für die Aufzugsöffnung) jede mit einer Hebekraft von 8000 kg, das Stück	560
6. Die jedesmalige Hebung der ganzen Dienstbrücke (16 $^1/_3$ Zimmermannstage zu je 4,8 M. und 280 halbe Handlangertage zu je 2,4 M.)	412,8
7. Die Hebung der Dienstbrücke im ganzen	14400
für das cbm Holz derselben	30
„ „ Längenmeter	48

Aulne-Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 1).

Es kostete: Jede Öffnung der Dienstbrücke (23,70 cbm Holz, 1150 kg Eisen, Gewicht 17800 kg, Spannweite 24,8 m, Tragfähigkeit 10000 kg bei 60 kg f. d. qcm Grenzspannung der Hölzer) f. d. qcm Holz 100 M., f. d. Längenmeter Öffnung 96 M.

Es erforderte:	Arbeitstage eines Zimmergesellen	Arbeitstage eines Handlangers
Die Aufstellung eines vollständigen Lehrgerüstes (105,80 cbm Holz, 2040 kg Eisen), durch 12 Zimmerleute in 5 Tagen		
für das cbm Holz	0,57	—
im ganzen	60	—
Das fliegende Gerüst für diese Aufstellung enthielt 3,20 cbm Holz und 37 kg Eisen.		
Daoulas-Talbrücke (Taf. XVIII, Abb. 2).		
Jede Aufstellung des Gerüstes für den Pfeilerbau (9,35 cbm Holz und 220 kg Eisen) im ganzen	9	4
für das cbm Holz	0,96	0,43
Das jedesmalige Heben und Richten des Gewölbes für das Aufstellen der Lehrgerüste (16,30 cbm Holz und 90 kg Eisen) 4 Tage Zeit und im ganzen	21	6
für das cbm Holz	1,29	0,37
Dinan-Talbrücke.		
Es kostete: Jede Öffnung der Dienstbrücke (Spannweite 16 m, 5 cbm Holz, 80 kg Eisen, Gewicht 5300 kg, Tragfähigkeit 20000 kg) f. d. cbm Holz, 104 M., f. d. Längenmeter Öffnung 33 M.		
Es erforderte:		
Die Aufstellung eines vollständigen Lehrgerüstes (43,25 cbm Holz) einschl. Förderung und Hebung der Hölzer f. d. cbm Holz	1,39	1,83
Das Gerüst für die Aufstellung (die verstärkte Dienstbrücke) enthielt 12 cbm Holz und wog 7500 kg.		
Das Abbrechen und Herablassen des Lehrgerüstes f. d. cbm Holz	0,6	0,8

Es kosteten ferner: Die Dienstbrücke der Brücke über die Mosel bei Longeville (215 m lang, 135 cbm Holz, 2500 kg Eisen) 12000 M. oder f. d. cbm Holz rund 90 M., f. d. lfd. m 56 M und f. d. Längenmeter Öffnung der Gewölbe (8 Öffnungen à 20,6 m) 73 M. — Die Dienstbrücke der Solémy-Brücke (Taf. XVII, Abb. 1) desgl. f. d. Längenmeter Öffnung des Gewölbes 48 M.

Tabelle VIII.

Arbeitsstunden bei der Herstellung und Aufstellung der Dienstbrücke und des Lehrgerüstes der Petrusse-Talbrücke (Taf. XXI u. XXII).

1 cbm Holz der Dienstbrücke (einschl. Eisen) erforderte	Stunden			
	Aufseher	Meister	Zimmerleute	Handlanger
Zulegen	—	1,734	10,941	9,264
Anbringen und Aufstellen	0,647	3,352	10,088	13,353
Im ganzen	0,647	5,086	21,029	22,617

1 cbm Holz des Lehrgerüstes (350 cbm Holz und 51,5 t Eisen) erforderte	Stunden			
	Aufseher	Meister	Zimmerleute	Handlanger
Zulegen und Anbringen	0,629	4,400	20,228	2,885
	0,228	6,628	20,343	8,543
Im ganzen	0,857	11,028	40,571	11,438

Zu bemerken ist, dafs die Lagerplätze sehr günstig lagen, fast in gleicher Höhe mit der Fahrbahn der künftigen Brücke. Die Dienstbrücke erlaubte also das Verbringen der Materialien mit Gefälle zur Baustelle. Die Brücke wurde von vier Holzgerüstpfeilern getragen, die 30 m von Mitte zu Mitte Abstand hatten. Der hölzerne Überbau war nach dem System Howe angeordnet. Im ganzen wurden verwendet 340 cbm Holz und 4 t Eisen, oder 11,765 kg Eisen auf 1 cbm Holz. Über das Lehrgerüst vergl. S. 317.

Tabelle IX.

Arbeitsleistungen bei Herstellung und Beseitigung von Lehrgerüsten französischer Brücken.

Brücke von	Lavaur	Antoinette	Castelet	d'Oloron	Céret	St. Waast festes Gerüst	St. Waast gespr. Gerüst
Kubikmeter an Holz	285	159	207	581	420	30	36
a) Arbeitsstunden für 1 cbm Holz:							
für Herrichten und Aufstellen	38,6	43,1	47,0	34,0	35,3	32,4	37,7
für Beseitigen	8,0	5,3	8,4	10,5	12,4	3,6	4,4
zusammen	46,6	48,4	55,4	44,5	47,7	36,0	42,1
b) Arbeitslohn für 1 cbm Holz in M.	24,0	22,9	29,4	20,7	21,7	18,8	21,8

3. Arbeitsleistungen und Kosten beim Herstellen und Beseitigen von Lehrgerüsten. Nach Mathieu[107]) kosten Lehrgerüste einschl. Material und aller Arbeiten für Hebung, Ausrüsten u. s. w. für das Quadratmeter der Gewölbeleibung bei einer Öffnung von

[107]) Mathieu, Étude sur la construction des cintres des voûtes et ponts. Nouv. ann. de la constr. 1862, S. 92.

2	2—5	5—9	9—12	12 m und darüber
2	4	8	12	36 M.,

wenn das Kubikmeter Holz zu 51,8 M., der Verschnitt zu 16%, der Zimmermannstagelohn zu 3,6 M. und der Handlangerlohn zu 2 M. angerechnet wird.

Séjourné[108]) ermittelt aus einer ganzen Reihe von Lehrgerüsten Annäherungsformeln für den Holz- und Eisenbedarf. Er findet den für 1 qm der Leibungsfläche erforderlichen Holzbedarf H in cbm und das Eisengewicht E in kg aus der Spannweite l,

a) bei gesprengten und fächerartigen Lehrgerüsten:

$$H = 0{,}04 + 0{,}012\, l \text{ (wenn } l > 4 \text{ m)}$$

$$E = 1{,}2\, l - 8 \text{ (wenn } l < 15 \text{ m)}.$$

Wird 1 kg Eisen zu 0,30 M. und 1 cbm Holz zu 60 M. gerechnet, so erhält man die Kosten k für 1 qm Leibungsfläche $k = 0{,}30\, E + 60\, H = 1{,}08\, l$.

Die Gesamtkosten K für eine Breite b des Lehrgerüstes ergeben sich sehr annähernd danach:

$$K = \frac{5}{6}\left(\frac{l}{5} \cdot \pi\right) b \,.\, 1{,}08\, l = 1{,}40\, b\, l^2;$$

b) bei festen Lehrgerüsten auf Pfählen: $H = 0{,}60 + 0{,}010\, l$.

Über den Kubikinhalt des Holzes ausgeführter Lehrgerüste vergl. Tabelle II, S. 305.

§ 36. Arbeitsleistungen bei Ausführung des Mauerwerks. Die nachstehende Tabelle enthält Arbeitsleistungen bei Vorbereitung der Baustoffe und bei der eigentlichen Herstellung des Mauerwerks.

Tabelle X.

Arbeitsleistungen bei Ausführung des Mauerwerks u. s. w.

Beschreibung der auszuführenden Arbeit.	Einheitsmafs	Bedarf an Arbeitskraft in Tagen zu je 10 Std.
a) Vorbereitung der Baustoffe auf der Baustelle.		Steinhauer.
1. Findlinge zu sprengen	cbm	0,50
2. Gesprengte Findlinge für Cyklopenmauerwerk oder für unregelmäfsiges, jedoch in wagerechten Schichten herzustellendes Mauerwerk mit Hammer und Zweispitze rauh zu bearbeiten	qm	1,00
3. Dieselbe Arbeit, jedoch mit Randschlag auf jedem Steine	„	1,20
4. Bruchsteine, in nicht zu unregelmäfsigen Stücken wie No. 2 zu bearbeiten (1 cbm Bruchstein gibt 0,68 bis 0,78 cbm Mauerwerk. 1 cbm gewachsener Fels gibt 1,33 cbm Bruchstein.)	„	0,80
5. Desgl. wie No. 3	„	1,00
		Handlanger.
6. Bruchsteine, gesprengte Feldsteine aufzusetzen	cbm	0,10
7. Ziegelsteine desgl.	Mille	0,12
Sandsteine von mittlerer Härte, bruchmäfsig in vorgeschriebenen Höhen, jedoch beliebigen Breiten und Längen angeliefert bis 0,5 cbm Inhalt:		
8. zu spitzen	qm	0,40
9. zu kröneln	„	0,50
10. zu kröneln, rundum mit Schlag und mit einer Fase zu versehen	„	0,60
11. in den Lager- und Stofsfugen sauber zu flächen	„	0,20
12. in den Lager- und Stofsfugen sauber zu scharrieren	„	0,70
13. Zuschlag zu No. 8—12 für härteres Material	„	0,20
14. Zuschlag zu No. 9 u. 10 für Granit (gestockt)	„	2,00

[108]) Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 453.

Beschreibung der auszuführenden Arbeit.	Einheitsmafs	Bedarf an Arbeitskraft in Tagen zu je 10 Std.
15. Quader mittlerer Härte, in den Stofs- und Lagerfugen sauber gefläoht, in den Ansichtsflächen gekrönelt, mit Schlag und Fase versehen, durchschnittlich bis 0,5 cbm Inhalt	cbm	2,00
16. Desgl. für Gewölbesteine	„	2,50
17. Zusatz zu No. 15 für Schmiegen, Versatzungen und Rundungen	„	0,50
18. Zusatz zu No. 15 für Gesimse und Profilierungen	„	1,00
19. Zusatz zu No. 15—16 für härteres Material	„	1,50
20. Zusatz zu No. 15—16 für Granit (gestockt)	„	4,50
b) Herstellung des Mauerwerks ausschliefslich Zufuhr, Hebung und Vorbereitung der Baustoffe.		Maurer.
21. Bruch- und Ziegelsteinmauerwerk	„	0,76
22. Quadermauerwerk ohne Anwendung des Laufkrans	„	1,40
23. Desgl. mit Anwendung des Laufkrans	„	0,64

Hierzu ist Folgendes zu bemerken:

Zu No. 1. Wenn die Findlinge nach den Sprengen nicht zur Abnahme aufgesetzt werden, so wird das Sprengen nicht nach Kubikmeter, sondern zweckmäfsig f. d. cm Bohrlochlänge in Akkorde vergeben. Auf der Strecke Kottbus-Frankfurt a. O. hielt der gröfste vorgefundene Findling 3 cbm. Der Zentimeter Bohrlochlänge einschliefslich Halten der Geräte und des Pulvers wurden dort mit 4 Pf. bezahlt.

Zu No. 15. Sandsteinquader der Fuldabrücke bei Kragenhof erforderten 1,68 bis 2,16, der Werrabrücke bei Münden (bunter Sandstein) 2,68, der Ruhmebrücke bei Nordheim (Dolomit) 3,32, einer schiefen Wegebrücke bei Ellershausen (Sandstein aus den Brüchen von Reinhausen) 2,54 bis 2,91 Steinhauerarbeitstage f. d. cbm.

Zu No. 21 bis 23. Die Herstellung von 1 cbm Ziegelmauerwerk des Gewölbes der Ilmenau-Brücke erforderte Tage: 0,66 Maurer, 0,31 Handlanger und 0,22 Mörtelmacher. Desgl. von 1 cbm Quadermauerwerk der Okerbrücke unter Anwendung von Kranvorrichtungen: 0,90 Maurer, 0,60 Handlanger zur Bewegung des Laufkrans, 1,20 Handlanger bei der Förderung der Materialien. Desgl. 1 cbm Mauerwerk der Dinan-Talbrücke: 1,20 Maurer, 0,13 Steinhauer für Nacharbeiten der Flächen, 2,51 Handlanger für Nebenarbeiten einschliefslich Förderung und Hebung, 0,18 Pferde mit Führer.

1 cbm Gewölbemauerwerk der Elbebrücke bei Pirna erforderte bei Anwendung von Laufkranen:

für Vorbelastung	0,074	Maurertage,	0,222	Handlangertage
„ Wölben	0,328	„	0,361	„
„ Materialförderung	—	„	0,439	„
Im ganzen	0,202	„	1,032	„

1 cbm Mauerwerk der Ilm-Talbrücke bei Weimar erforderte Tage: 1,02 für Maurer, 1,01 für Taglöhner, 1,20 für Zimmerleute.

Das 327,21 cbm enthaltende Gewölbe der Claix-Brücke (vergl. S. 337) wurde in 440 Maurertagen vollendet, so dafs sich daraus die Tagesleistung eines Maurers zu rund 2 cbm ergibt. Bei der Wäldlitobel-Brücke war dieselbe Leistung 0,9 cbm, wobei ein teilweises Abrichten des oberen Lagers in jeder Schicht mit enthalten war.

Das in 3 Ringen (von je 592, 455 und 324 cbm Mauerwerk) hergestellte, 65 m weit gespannte Gewölbe der Talbrücke von Gour-Noir erforderte an Arbeitsstunden:

	im Mittel Stunden
Wirkliche Arbeitszeit vom 25. Oktober 1888 bis 5. August 1889	1760
Unterbrechungen	590
zusammen	2350
Zahl der Gewölbestücke in 3 Ringen	24 Stück
„ „ Gewölbeschlüsse	31 „
„ „ täglich beschäftigten Maurer	14 „
Leistung eines Tages (von je 10 Stunden) wirklicher Arbeit	14,41 cbm
„ „ Maurers im Tage	1,06 „
Wirkliche Arbeit der Gewölbeschlüsse	190 Std.

1 cbm Mauerwerk hat erfordert an Arbeit: der Maurer 9,45 Std., der Handlanger (einschliefslich Mörtelbereitung) 16,42 Std., an Zement 215 kg.

§ 37. Kosten des fertigen Mauerwerks und fertiger Brücken.

1. Kosten des fertigen Mauerwerks. Über die Kosten des fertigen Mauerwerks geben die nachstehenden Preisverzeichnisse einige Anhaltspunkte. Das erste dieser Verzeichnisse dient zugleich als Ergänzung der im § 19 mitgeteilten besonderen technischen Bedingungen. Die Verzeichnisse bieten auch heute noch einiges Interesse, wenn auch im Laufe der Zeit in einigen Gegenständen Preisverschiebungen eingetreten sind.

Preisverzeichnis für die Ausführung der Talbrücke in Km. 4,3 bis 4,5 der Eisenbahn von Zabern nach Wasselnheim (Reichseisenbahnen in Elsafs-Lothr.).

Bezeichnung der Arbeiten	Preis für die Einheit M.	Pf.
1. Stellung eines Poliers oder Vorarbeiters bei Tagelohnarbeiten, einschliefslich Werkzeug und Geräte für den Tag zu 10 Arbeitsstunden	4	40
2. Desgl. wie vor für einen Zimmer-, Maurer- oder Steinhauergesellen	3	52
3. Desgl. wie vor für einen Handlanger oder Handarbeiter	2	45
4. Ausheben der Baugruben, einschliefslich der nachherigen Hinterfüllung des Mauerwerks in dünnen, gehörig festzustampfenden Lagen, Verkarren der etwa übrig bleibenden Erde in die Bahndämme einschliefslich Vorhaltung aller Geräte, Karren, Karrbohlen u. s. w. ein cbm	—	88
5. Bruchsteinmauerwerk der Grundmauern in bestem Verbande in Schwarzkalkmörtel nach Zeichnung und besonderer Anweisung aufzuführen, die durchgehenden Binderschichten herzustellen, die Absätze und oberen Flächen des Bauwerkes sauber abzugleichen, die zu verschüttenden Flächen sauber mit Mörtel auszustreichen, einschliefslich Lieferung sämtlicher Materialien, Bereitung des Mörtels, Beschaffung des Wassers u. s. w. ein cbm	13	20
6. Bruchsteinmauerwerk der aufgehenden Mauern in regelmäfsigen Schichten, sonst wie vor herzustellen, ein cbm	21	12
7. Äufsere Flächen des Bruchsteinmauerwerks mit regelmäfsigen Schichten von Mantelsteinen, die sauber gespitzt oder gekrönelt und mindestens 0,30 m hoch sein müssen, in vorschriftsmäfsigem Verbande zu verkleiden, als Zulage zu pos. 3, ein qm	10	56
8. Gewölbemauerwerk aus vorschriftsmäfsig zu bearbeitenden Werksteinen in Schwarzkalk- oder Zementmörtel herzustellen, die Steine zu bearbeiten und die Sichtflächen mit Zement sauber auszufugen, einschliefslich Lieferung sämtlicher Materialien ausschliefslich des Zements, ein cbm	47	52
9. Gewölbemauerwerk der Entlastungsräume aus gut durchgebrannten und regelmäfsig geformten Thonziegeln in Schwarzkalkmörtel aufzuführen und alle sichtbaren Flächen sauber mit Zementmörtel auszufugen, einschliefslich Vorhaltung der Gerüste, Lehrbogen u. s. w., und Lieferung sämtlicher Materialien mit Ausnahme des Zements, ein cbm	31	68
10. Ziegelpflaster über den Gewölben aus besonders gut geformten Steinen auf der flachen Seite voll in Schwarzkalk- oder Zementmörtel zu verlegen und die Fugen zu verstreichen, einschliefslich Lieferung aller Materialien u. s. w., jedoch mit Ausschlufs des etwa zum Fugenverstrich zu verwendenden Zements, ein qm	2	64
11. Ziegelpflaster über den Gewölben, aus einer doppelten Ziegelflachschicht bestehend, sonst wie vor, ein qm	4	84
12. Deckplatten zur Überdeckung der Verbindungs- und Luftkanäle von Bruchsteinen in den vorgeschriebenen Stärken und Breiten, in den Ansichtsflächen bearbeitet, anzuliefern und zu verlegen, die Stofsfugen nahezu schliefsend herzustellen und nötigenfalls mit Zwickern in Mörtel zu schliefsen, einschliefslich aller Materialien, ein cbm	26	40
13. Werksteine für die Gesimse, Türmchen und Brüstungen u. s. w. in den vorgeschriebenen Abmessungen sauber scharriert und profiliert anzuliefern und zu versetzen, die etwa angeordneten Anker, Klammern u. s. w. sauber einzulassen und mit Blei zu vergiefsen, die Werksteine in vollem Schwarzkalk- oder Zementmörtel zu versetzen und die Fugen mit Zementmörtel fest und sauber auszustreichen, einschliefslich Lieferung sämtlicher Materialien mit Ausschlufs des Zements und der Eisenteile, ein cbm	58	8

Einheitspreise bei gröfseren Brücken der Pfälzischen Ludwigsbahn. (1872—1875.)

Beschreibung der ausgeführten Arbeit	Einheit	Kosten der Einheit M.	Pf.
Sämtliche Preise verstehen sich, wenn nicht ausdrücklich anderes bestimmt ist, einschliefslich aller Rüstungen, Arbeitsleistungen und Materiallieferungen. Pos. 8 u. 11 beziehen sich auf die Herstellung dreier gröfserer Talbrücken in der Nähe von Zweibrücken, die in einem etwa 1,4 km langen und bis zu 16 m tiefen Felseinschnitt lagen, die übrigen Posten auf die Bauwerke der III. Abteilung Pirmasens-Zweibrücken der Landau-Zweibrückener Linie, wo die Bruchsteine zum gröfsten Teil in Einschnitten gewonnen werden konnten.			
1. Für Hinterfüllen der Kunstbauten einschliefslich Zufuhr auf eine mittlere Entfernung von 20 m	cbm	—	26
2. Trockenmauerwerk zu Grundmauern in regelmäfsigen Schichten, auf beiden Seiten nach der Schnur gemauert, die Steine mit dem Hammer zugerichtet	„	6	17
3. Grundmauerwerk wie unter Pos. 2, jedoch in Wassermörtel	„	7	88
4. Trockenmauerwerk über der Erde in regelmäfsigen wagerechten, 0,15 bis 0,20 m hohen Schichten, in Moos gesetzt, auf beiden Seiten nach der Schnur gemauert, die Steine in der Ansichtsfläche sowohl, als auch in den Lager- und Stofsflächen sorgfältig mit dem Hammer oder der Zweispitze gerichtet	„	7	20
5. Aufgehendes Mauerwerk wie unter Pos. 4, jedoch in Mörtel aus Wasserkalk einschliefslich Ausfugen mit Zement	„	9	—
6. Gewölbemauerwerk aus keilförmig mit dem Hammer zugerichteten Steinen in Wasserkalkmörtel, die Ansichtsflächen sorgfältig mit dem Hammer gerichtet, einschliefslich Ausfugen	„	15	43
7. Gewölbemauerwerk aus gröfseren nach Schablonen vom Steinhauer in Lager- und Stofsfugen bearbeiteten Steinen, sonst wie unter Pos. 6	„	29	14
8. Gewölbemauerwerk wie unter Pos. 7, jedoch aus untadelhaften Steinen, besonders sauber bearbeitet und in den Ansichtsflächen sauber gestockt	„	68	60
9. Werksteinmauerwerk gewöhnlicher Gröfse (bis zu 0,35 cbm Inhalt der Steine), in Mörtel aus Wasserkalk, die Lager- und Stofsfugen gefläch, die Ansichtsflächen mit Schlag versehen und dazwischen gespitzt einschliefslich etwa nötig werdender Ausbesserungen und Ausfugen	„	27	43
10. Werksteinmauerwerk besonderer Gröfse (Steine bis zu 0,75 cbm) nach Schablonen bearbeitet, sonst wie unter pos. 9	„	30	85
11. Werksteinmauerwerk von untadelhaften Steinen zu Brüstungen und Gesimsen u. s. w., die Lager- und Stofsfugen gefläcbt, die Ansichtsflächen gestockt oder scharriert, sonst wie unter pos. 10	„	52	63
12. Gewölbeabdeckung aus Portland-Zementmörtel mit $^1/_2$ Sandbeimengung, 2 bis 3 cm stark und sorgfältig aufgetragen	qm	2	40
13. Grundmauerquader und Deckplatten in den Lager- und Stofsfugen gehörig gespitzt, in hydraulischem Mörtel versetzt	cbm	20	57
14. Ansichtsflächen des Werksteinmauerwerks rein aufgeschlagen oder scharriert	qm	3	42
15. Desgl. sauber gekrönelt, gestockt oder glatt gefläcbt	„	2	70
16. Desgl. rauh gespitzt oder bossiert und mit einem 0,03 m breiten Kantenschlage versehen	„	1	60
17. Desgl. sauber gespitzt mit Kantenschlag	„	2	—
18. Desgl. gespitzt einschliefslich Bearbeitung der Lager- und Stofsfugen der Schichtensteine von 0,20 m Höhe und Ausfugen mit Zement	„	2	30
19. Desgl. gekrönelt, sonst wie unter pos. 18	„	3	—
20. Tagelohn eines Steinhauergesellen zu 10 Arbeitsstunden	„	3	43
21. Bordsteine 0,15 m breit, 0,30 m hoch und mindestens 0,50 m lang für Strafsenbrücken einschliefslich Lieferung und Verlegen	lauf. m	—	68
22. Pflaster aus harten Sandsteinen, 0,20 m hoch und entsprechend lang und breit, mit dem Hammer zugerichtet, in regelmäfsigen Schichten auf einer 0,20 m hohen Sandschicht versetzt	qm	2	23
23. Desgl. in Mörtel aus Wasserkalk	„	2	57
24. Desgl. aus Melaphyr	„	4	11

Tabelle XI. **Kosten grofser Brücken in**

No.	Name des Bauwerkes	Bauzeit	Kosten in Mark im ganzen	für 1 m Länge	für 1 qm Ansichtsfläche	für 1 cbm Inhalt des Mauerwerks
	I. In Deutschland und Österreich.					
1	Neifse-Talbrücke bei Görlitz, N.-M.-Eisenbahn	1844—47	1898805	4023	186	57
2	Talbrücke bei Schildesche, C.-M.-Eisenbahn	1844—47	1114770	2957	141	47
3	Göltzschtalbrücke, Sächsisch-Bayerische Staatsbahn	1845—51	6599621	11358	239	49
4	Elstertalbrücke, desgl.	1845—51	3128680	10991	290	52
5	Talbrücke bei Heilgenborn, Chemnitz-Riesaer Eisenbahn	1846—52	772323	4516	140	25
6	„ „ Diedenmühle, desgl.	1846—52	819486	4320	134	25
7	„ „ Kummersmühle, desgl.	1846—51	203976	1805	81	20
8	„ „ Steina, desgl.	1846—52	744120	3278	100	27
9	„ „ Saalbach, desgl.	1846—51	132843	1771	83	23
10	Überbrückung der Zschopau, desgl.	1846—52	1234632	4539	142	37
11	Enztalbrücke bei Bietigheim, W. St.-Eisenbahn	1851—53	1028501	3596	147	36
12	Werrabrücke bei Münden, Hannov. Südbahn	1851—55	389786	2421	110	30
13	Fuldabrücke bei Kragenhof, desgl.	1852—56	1128000	6714	182	38
14	Neifsetalbrücke bei Zittau, Zittau-Reichenberger Eisenbahn	1856—58	1261866	1687	105	29
15	Moselbrücke bei Conz, Saarbrücken-Trierer Eisenbahn	1856—59	858000	3813	232	58
16	Brücke über die Sieg bei Siegburg, Köln-Giefsener Eisenbahn	1857—59	220315	1478	157	32
17	„ „ „ „ „ Blankenberg, desgl.	1857—59	158638	1404	127	34
18	„ „ „ „ „ Hoppengarten, desgl.	1857—59	192863	1461	117	31
19	Okerbrücke bei Oker, Eisenbahn Vienenburg-Goslar	1864—65	93000	1525	113	37
20	Striegistalbrücke, Tharandt-Freiberger Eisenbahn	1866—68	1528524	4392	132	44
21	Sinntalbrücke, Gemünden-Elmer Eisenbahn	1869—71	642857	3737	183	21
22	Muldenbrücke bei Göhren, Chemnitz-Leipziger Eisenbahn	1869—71	3155187	7658	215	57
23	Brooks-Brücke in Hamburg	1869—70	211585	6365	998	139
24	Kornhaus-Brücke in Hamburg	1872	142344	6470	949	173
25	Schillings-Brücke über die Spree in Berlin	1872—74	451115	—	600	114
26	Talbrücke bei Ottersweiler, Linie Zabern-Wasselnheim, R.-E.	1874—76	410000	1449	98	37
27	Belle-Alliance-Brücke am Halle'schen Tore in Berlin	1875—76	400000	—	—	143
28	Albert-Brücke in Dresden	1875—77	2100000	6430	1088 1837	76
29	Bärwald-Brücke über den Schiffahrtskanal in Berlin	1876—78	260000	—	1040	145
30	Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn bei Klösterle	1883—84	86000	1265	75	47
31	Ruwer-Brücke (Stat. 100 + 82), Eisenbahn Trier-Hermeskeil	1889—90	21000	480	30	20
32	Pruthbrücke bei Jaremcze, Eisenbahn Stanislau-Woronienka	1892—94	144000	—	70	33
33	„ „ Jamma, desgl.	1892—94	80200	—	73	32
	II. In Frankreich.					
34	Indre-Talbrücke, Eisenbahn von Tours nach Bordeaux	1847—48	1608400	2142	127	27
35	Dinan-Talbrücke, Strafsenbrücke in der Bretagne	1846—50	749094	2375	75	35
36	Bèbre-Talbrücke, Eisenb. St Germain des Fossés nach Roanne	1854—55	533728	3327	132	36
37	Talbrücke von Monciant, desgl.	1854—55	265840	2038	100	28
38	„ „ Nérard, desgl.	1854—56	290568	2382	106	27
39	„ „ la Feige, desgl.	1854—56	326648	2334	95	25
40	„ „ des Sapins, desgl.	1855—56	396000	2532	110	28
41	Brücke bei Nogent sur Marne, Eisenbahn Paris-Mühlhausen	1854—56	2953934	3559	152	48
42	Chaumont-Talbrücke, desgl.	1856—57	4553270	7589	193	76

Deutschland, Österreich und Frankreich.

Abmessungen						Material	No.
Gröfste Länge	Gröfste Höhe	Öffnungen: Anzahl	Öffnungen: Weite	Ansichtsfläche einschl. Öffnungen	Inhalt des Mauerwerkes		
m	m		m	qm	cbm		
472	35	31	18,83 22,28	10194	33215	Granit	1
377	21	28	10,20 in Max.	7900	23644	Sandstein	2
574	80	51	30,59	27227	135667	Ziegel	3
279	70	16	30,59	10553	60186	desgl.	4
171	41	3	12,46	5500	31409	Granit und Sandstein	5
170	52	14 2	7,36 14,16	6100	32916	desgl.	6
113	30	7	11,33	2500	10382	desgl.	7
227	38	15	11,33	7400	27606	desgl.	8
75	24	6	8,49	1600	5810	desgl.	9
272	37	9 5	11,88 19,26	8700	33759	desgl.	10
268	32	21	11,46	7000	28203	Keuper-Sandstein	11
161	25	6	17,50	3540	12954	Bunter Sandstein	12
168	37	5	21,00	5923	29487	desgl.	13
748	19	33 1 5	17,00 22,65 4,53	12000	43117	Bruchstein und Quader	14
225	—	8	21,97	3700	14816	Sandstein der Triasformation	15
149	9,4	7	16,95	1400	6900	Bruch- und Werkstein	16
113	11	6	15,69	1240	4648	desgl.	17
132	12,5	6	15,69	1650	6188	desgl.	18
61	14	2	14,60	820	2494	Kalkstein m. Granitverblend.	19
348	44	4 9 4	5,66 17,00 22,65	11600	34597	Sandstein	20
172	30	8	7,88	4850	30650	Bunter Sandstein	21
412	68	27	12—26	14700	55514	Bruchstein und Quader	22
33,24	—	2	14,80	212	1522	Ziegel mit Klinker- und Granitverblendung	23
22	—	1	15,62—17,05	150	824	(desgl., s. 23)	24
—	—	3 2	11,93 12,55	750	3958	Klinker mit Granit- und Sandsteinverblendung	25
283	15	16	12,00	4200	10820	Bruchstein und Quader	26
—	—	1	18,6	—	2800	Klinker m. Sandsteinverblend.	27
325	12,2 ü. Null	5 4	12,7-17,0 31,0	1930 1570	27770	Sandstein	28
—	—	1	19,89	250	1799	Klinker m. Sandsteinverblend.	29
68,0	18	1 1	41,0 8,0	1140	1850	Bruchstein (Kalkstein und Glimmerschiefer)	30
44	15	1	28,00	700	1080	Grünstein und Quarzit	31
—	28	1 u. 7 kleinere	65,00	2050	4410	Bruch- u. Werkstein	32
—	21	1 u. 5 kleinere	48,00	1100	2485	(desgl., s. 32)	33
751	23	59	9,80	15771	59500	Bruchstein und Quader	34
315	49	10	16,00	9930	21504	desgl.	35
160	33	8	14,00	4041	14831	desgl.	36
130	26	8	12,00	2660	9738	desgl.	37
122	26	5	17,00	2740	10621	desgl.	38
140	31	7	14,00	3442	13298	desgl.	39
156	27	11	10,00	3600	13906	desgl.	40
830	29	30 4	15,00 50,00	19366	61190	desgl.	41
600	54	50 46 23	10,00 9, 9,25	23580	59653	desgl.	42

Bemerkungen.

Zu 3. Vier Stockwerke.
Zu 4. Zwei „
Zu 5. „ „
Zu 6. „ „

Zu 5. bis 10. Aufser Granit und Sandstein kamen auch Porphyr und Ziegel zur Anwendung. Letztere für die Geländer oder Gallerien.

Zu 21. Die Steine konnten zum Teil aus einem naheliegenden Einschnitte gebrochen werden.

Zu 22. Zwei Stockwerke.

Zu 23 u. 24. Gründung auf Pfahlrost und Beton. Flächenangabe abzüglich der Öffnungen.

Zu 25. Breite zwischen den Geländern 15 m.

Zu 27. Gründung auf Kalkstein-Zement-Beton zwischen Spundwänden. Breite 34,7 m zwischen den Geländern. In den Gesamtkosten sind einbegriffen: vier je 7 m lange Flügelmauern, sowie grofse halbrunde Ausbauten in den Stirnmauern, Verblendung mit Obernkirchner Sandstein, reiche Granitballustrade, 4 polierte Granitpostamente mit Marmorgruppen, Fahrbahn von Asphalt. — 1 cbm Gewölbe (Klinker in Zement) ausschl. Rüstung 45 M.; 1 qm Sandsteinverblendung einschl. Versetzen 67 M.; 1 m Ballustrade 400 M.; eine Marmorgruppe 17000 M.

Zu 28. Breite 18 m (2 Fufssteige à 3 m und 12 m Fahrbahn). Ansichtsfläche bezw. zwischen Fahrbahn und Pfeilerbasis und zwischen Fahrbahn und Geländelinie, abzüglich der Öffnungen, gemessen.

Zu 29. Breite 22,5 m zwischen den Geländern.

Zu 30. Die Ansichtsfläche ist oberhalb der Kämpferlinie gemessen.

Zu 31. Gewölbeweite zwischen den Grundmauern gemessen.

Zu 32. Die Angaben beziehen sich nur auf die grofse Öffnung.

Zu 41. 30 Monate Bauzeit.

Zu 42. Drei Stockwerke. 15 Monate Bauzeit. Bruchsteinmasse zu Werksteinmasse wie 19 : 1. Der hohe Einheitspreis des Mauerwerkes steht in ursächlichem Zusammenhange mit der schnellen Ausführung

No.	Name des Bauwerkes	Bauzeit	Kosten in Mark im ganzen	für 1 m Länge	für 1 qm Ansichtsfläche	für 1 cbm Inhalt des Mauerwerks
43	Morlaix-Talbrücke, Eisenbahn von Rennes nach Brest	1861—63	2139732	7328	147	32
44	Garonnebrücke b. St Pierre-de-Gaubert, Eisenb. d'Agen-Turbes	1862—64	975075	2165	130	—
45	Talbrücke von Auteuil, Pariser Gürtelbahn Auteuil-Javel	1864—65	1354976	1263	144	41
46	„ „ Point du Jour, desgl.	1864—65	433389	2154	194	31
47	„ „ Javel, desgl.	1864—65	291364	2477	138	31
48	Überbrückung der Seine, desgl.	1863—65	2491385	10261	439	46
49	Aulne-Talbrücke, Eisenb. von Châteaulin nach Landerneau	1864—67	1732000	4841	121	35
50	Doujine-Talbrücke, desgl.	1864—67	856000	3856	126	34
51	Daoulas-Talbrücke, desgl.	1864—67	1260000	3530	112	32
52	Brücke über d. Roussaschlucht in der Strafse v. Nizza n. Mentone	1867	56000	1400	159	46
53	Duzon-Talbrücke. Strafsenbrücke bei Tournon	1870	280000	1307	59	20
54	Claix-Brücke, Strafsenbrücke bei Grenoble	1873—74	173600	2346	300	67
55	Chastellux-Talbrücke, Strafsenbrücke, Departement de l'Yonne	1876—78	98000	671	43	18
56	Brücke über die Ariège bei Castelet, Eisenbahn Tarascon-Ax	1882—84	165600	2523	181	107
57	Antoinette-Brücke über den Agoût bei Vielmur, Eisenbahn Montauban-Castres	1882—84	179200	2007	170	74
58	Brücke über den Agoût bei Lavaur, desgl.	1882—84	388000	3142	165	36
59	Talbrücke von Crueize, Eisenbahn Marvéjols-Neussarges	1887—88	1032000	4712	133	41
60	„ „ Gour-Noir über den Vézère, Eisenbahn Limoges-Brives	1888—89	263000	2457	124	59
61	Saônebrücke b. Charrey, Eisenb. Charrey-Verdun-sur-le-Doubs	1888—90	219400	1210	76	—
62	Talbrücke von Mussy, Eisenbahn Le Taraq-le Monial à Giovrs	1892—95	2212000	3940	1044	26,8
63	Strafsenbrücke über das Pétrussetal bei Luxemburg	1899—03	1120000	7320	—	—

Tabelle XII. **Kosten grofser Brücken**

Name des Bauwerkes	Bauzeit	Kosten in Mark im ganzen	für das lfde. m	für 1 qm Ansichtsfläche	für 1 cbm Inhalt des Mauerwerks
1. Thomas-Talbrücke über das Patapsco-Tal (Baltimore-Ohio-Eisenbahn)	1833—35	547242	2545	127	—
2. Stockport-Talbrücke, Birmingham-Manchester Eisenbahn, England	1838—40	1453971	2658	97	—
3. Lagunenbrücke in Venedig	1841—46	3600000	1000	179	—
4. Diggswell-Talbrücke bei Wellwyn (Great-Northern-Eisenbahn)	1849—50	1390000	2914	114	52
5. Talbrücke in der Strafse von Albano nach Arricia	1848—53	654000	2031	62	9,3
6. Mississippi-Brücke zu Minneapolis in Minnesota (Eisenbahn Minneapolis-Manitoba)	1882—83	2778000	4337	—	45

2. Kosten kleiner Brücken.[109]) Es kosteten für das Kubikmeter Gesamtmasse der Bauwerke die kleinen Brücken und Durchlässe der folgenden Eisenbahnlinien:

1. Der Köln-Giefsener Eisenbahn . . . . . . 19,85 M. (Bruchstein),
2. der schlesischen Gebirgsbahn . . . . . . 23,00 „ (Bruchstein),
3. der Berlin-Dresdener Eisenbahn . . . . . . 24,00 „ (Ziegel- u. Bruchstein),
4. der Kottbus-Frankfurter Eisenbahn . . . . 26,00 „ (Ziegel- u. Bruchstein),
5. der Rhein-Nahe-Bahn . . . . 26,26 „ (Bruchstein),
6. der Linie Stockheim-Ludwigstadt . . . . . 21—38 „ (Bruchstein),

[109]) Vergl. auch den I. Teil dieses Handbuchs, 3. Aufl., Kap. I.

Abmessungen						Material	No.	Bemerkungen.
Gröfste Länge	Gröfste Höhe	Öffnungen		Ansichtsfläche einschl. Öffnungen	Inhalt des Mauerwerkes			
		Anzahl	Weite					
m	m		m	qm	cbm			
292	63	14 9	15,5 13,47	14566	65,830	Bruchstein und Quader	43	Zu 54. Breite 8,20 m, Pfeil 7,40 m, Halbmesser des Gewölbes 46 m, Länge der Brüstung 74 m. Die Ansichtsfläche ohne die Bogenöffnung beträgt 296 qm. Zu 55. Etwa 2800 cbm Bruchsteine kamen aus dem Einschnitte mit zur Verwendung, ohne dafs dadurch besondere Kosten entstanden, daher der billige Einheitspreis. Zu 58. Vergl. § 23 u. ff
450	15	17	21,65	7484	—	desgl.	44	
1073	9	151	4,8	9409	33820	desgl.	45	
155	9	26	4,97	2238	14136	desgl.	46	
120	10	19	4,8	2154	9641	desgl.	47	
243	23	5 31 2	30,25 4,80 20,00	5673	54444	desgl.	48	
357	55	12	22,00	14310	49490	desgl.	49	
222	42	9	18,00	6805	24960	desgl.	50	
357	38	15	18,00	11275	39600	desgl.	51	
40	17	3	8—10,46	352	1210	Werkstein	52	
215	60	8	14,00	4730	14000	Granit-, Sand- u. Kalkstein	53	
74	12	1	50,0	580	2608	Bruchstein und Quader	54	
132,6	20	11	9,5	2056	5130	Bruchstein, Quader und Kunststeine	55	
65,6	22	1	41,20	914	1547		56	
89,3	19	1	50,0	1050	2403	Bruch- u. Werkstein	57	
123,5	28	1	61,50	2360	6619		58	
219	63,3	6	25,00	7781	25049	Bruchstein	59	
109,1	20	1	64,94	2161	7454	Bruchstein und Beton	60	
181,3	11	5	30,25—30,50	2900	—	Bruchstein	61	
561	60	18	25,0	21200	82600	"	62	
153	42	1 2	84,0 21,6	—	—	Bruch- und Werkstein	63	

in England, Amerika und Italien.

Abmessungen						Material	Bemerkungen
Gröfste Länge	Gröfste Höhe	Öffnungen		Ansichtsfläche einschl. Öffnungen	Inhalt des Mauerwerkes		
		Anzahl	Weite				
m	m		m	qm	cbm		
215	20	8	17,79	4295	—	Werkstein	Zu 4. Humber, A record of the progres of modern engineering 1864, S. 31, auch Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 591. Zu 5. Drei Stockwerke. Der ungewöhnlich niedrige Einheitspreis ist nur durch die günstigen Umstände zu erklären, unter denen gebaut werden konnte. Die Peperinbruchsteine lagen unmittelbar neben der Baustelle, und um Gerüste zu sparen, erbaute man zunächst einen Pfeiler in der Nähe des Steinbruches, legte dann über diesen Pfeiler eine leichte Laufbrücke für die Materialzufuhr des zweiten Pfeilers und so fort in der Art, dafs während des ganzen Baues die Bausteine nur vorwärts, aber nie in die Höhe geschafft zu werden brauchten.
547	32	22	19,81	15003	—	Ziegel	
3598	5,6	210	10,16	20149	—	Werk- und Bruchstein	
477	31	40	9,14	12144	26465	Ziegel	
322	60	36	8—9,5	10500	70000	Peperinbruchstein	
640,5	—	4 16	30,5 24,38	—	62000	Blauer Granit und Mankato-Kalkstein	

Auch heute liegen die Kosten f. d. cbm noch in ziemlich den gleichen Grenzen, im allgemeinen zwischen etwa 20 und 30 M. Als Einheitspreise für Deutschland kann man im grofsen Durchschnitt bei kleinen Brücken rechnen:

Grundwerk mit Aushub	1 cbm	15	M.
Aufgehendes Mauerwerk	"	20	"
Gewölbemauerwerk	"	30	"
Sichtbare Flächen	1 qm	5—6	"
Quader	1 cbm	60—100	"

Man vergl. auch die Einzelpreise der Talbrücke der Hartsfeldbahn bei Unterkochem in Württemberg.[110])

[110]) Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 244.

Tabelle XIII. **Kosten gröfserer Brücken der**

Name des Bauwerks	Brücke über	die Amper bei Brück	den Talwasserbach bei Münnerstadt	die Laber bei Sinzig
	Auf der Eisenbahnlinie . . .	München-Landsberg	Schweinfurt-Meiningen	Ingolstadt-Regensburg
Bemerkungen über	Bauzeit	1870—72	1872	1872—73
	Gründungsart	Beton, 1,8 m stark	natürliche auf festem Wellenkalk	natürliche auf Jurafelsen
	Baustoff	Nagelfluhe von Braunenburg	Kalkstein von Randersacker	Dolomit
Abmessungen	Anzahl und Weite der Öffnungen	4 à 16 m u. 1/5 Pfeil	3 à 10 m u. 1/2 Pfeil	5 à 10 m u. 1/2 Pfeil
	Gewölbestärke im Scheitel und Kämpfer	1,0 m u. 1,2 m	0,7 m u. 0,9 m	0,75 m u. 0,9 m
	Pfeilerstärke a. Kämpfer u. Anlauf	2,2 m u. 1/18	1,8 m u. 1/60	2,0 m u. 1/60
	Widerlagstärke am Kämpfer und Anlauf	5 m u. 1/10	3,0 m u. 1/60	3,0 m u. 1/10
	Gesamtinhalt des Mauerwerks	**5313,0 cbm**	**3363,0 cbm**	**2966,0 cbm**
Kosten in Mark f. d. cbm einschl. Material und Arbeit	Anzahl und Weite der Öffnungen	—	Kalkstein 16,80	Dolomit 13,50
	Rauhes Quadermauerwerk . .	Nagelfluhe 61,50	„ 37,10	„ 54,90
	Verblendmauerwerk	„ 54,90	„ 30,95	Grünsandst. 41,10
	Gewölbemauerwerk	—	—	—
	Gewöhnliche Rüstung	„ 75,00	„ 51,50 (Steine bis 0,5 cbm)	„ 67,40
	Desgl.	—	—	Granit 104,90
	Besondere Rüstung	„ 88,80	Kalkstein 58,60	Grünsandst. 83,60
	Desgl.	Granit 127,30	„ 71,00 (Steine bis 1 cbm)	Dolomit 83,60
	Desgl.	—	Kalkstein 89,50 (Steine über 1 cbm)	Granit 127,40
	Betonmauerwerk	—	—	—
	Das ganze Bauwerk einschl. Rüstungen	55,3	30,3	50,7

3. **Kosten grofser Brücken.** Die Tabellen XI bis XIV geben eine Übersicht der Kosten für ein Längenmeter, Quadratmeter Ansichtsfläche und Kubikmeter Mauerwerks-Inhalt der bedeutendsten steinernen Brücken der Welt. Die Kosten für das Längenmeter beziehen sich auf die gröfste Länge des Bauwerks; die Ansichtsflächen sind im Aufrifs einschliefslich der Flächen der Bogenöffnungen und bis auf die Geländelinie gemessen. — In Tabelle XIII sind nach Mitteilungen der Königl. General-Direktion der Verkehrsanstalten in München die hauptsächlichsten, bei einigen gröfseren Brücken der Bayerischen Staatsbahnen gezahlten Einheitspreise zusammengestellt.

§ 38. Unterhaltungskosten. Es liegt auf der Hand, wie wichtig es ist, die Gröfse der Unterhaltungskosten für die verschiedenen Brückengattungen zu kennen. Leider bietet die technische Statistik in dieser Beziehung wenig Anhaltspunkte, aber selbst aus einer Reihe von vorliegenden Beobachtungsergebnissen ist es mit Rücksicht

Bayerischen Staatseisenbahnen. (1872—1895.)

das Altmühltal bei Görgheim Nürnberg-Crailsheim	die Mud bei Miltenberg Aschaffenburg-Miltenberg	die Eger bei Marktleuthen Fichtelgebirgsbahn	den Main bei Kitzingen Lokalbahn Kitzingen Gerolzhofen	die Wertach bei Nesselwang Lokalbahn Kempten-Pfronten
1873—74	1875	1876	1892—93	1894—95
Pfahlrost und Beton	natürl. auf Buntsandsteinfelsen 1,3 m tief	natürliche auf Felsen 3 m tief	natürliche auf Muschelkalkfelsen	natürliche auf Mergelfelsen
Sandstein von Neunkirchen	Sandstein	Granit	Muschelkalkstein	Pfeiler und Widerlager aus Beton, Gewölbe und Verblendung aus Grünten-Sandstein
3 à 14 m u. $^1/_{4,5}$	2 à 11 m u. 3,0 m Pfeil	4 à 16 m u. $^1/_2$ Pfeil	7 von 25,0 b. 36,53 m $^1/_7$ bis $^1/_3$ Pfeil	4 von 27,5 m $^1/_2$ Pfeil
0,75 m u. 1,0 m	0,65 m u. 0,85 m	0,8 m u. 1,2 m	1,00 m u. 1,4 m (mittel)	0,80 m u. 1,20 m
1,8 m u. $^1/_{40}$	1,60 m u. $^1/_{20}$	2,5 m u. $^1/_{56}$	3,00 m u. $^1/_{20}$	3,60 m u. $^1/_{30}$
3,9 m u. $^1/_{40}$	3,0 m	4,5 m u. $^1/_8$	3,70 m	8,00 m u. $^1/_{30}$ (Im Widerlager Sparbogen 5,0 m weit.)
2469,0 cbm	2637,0 cbm	6292,0	3065,0 cbm	4064,0 cbm
Sandstein 17,70	Sandstein 11,20	Granit 20,10	—	—
Kalkstein 67,54	—	„ 56,30	—	—
Sandstein 39,94	„ 27,60	—	—	Sandstein 18,00
—	—	—	—	„ 22,00
„ 58,80	„ 43,10	„ 75,00	Muschelkalkst. 17,00	—
Kalkstein 87,77	„ 51,70	—	„ 52,00	—
Sandstein 69,94	—	„ 85,00	„ 28,50	—
Kalkstein 103,20	—	Sandstein 73,00	„ 20,00 und verblendet 30,50	—
—	—	—	—	—
—	—	—	Muschelkalkst. 105,00	Kiesbeton[111]) 20,00 bis 45,00
90,1	35,4	46,5	48,6	33,9

auf die Mannigfachheit der obwaltenden Verhältnisse und begleitenden Umstände schwierig, die Kosten für verschiedene Bauwerksarten mit Sicherheit festzustellen.

In der Regel geschieht die Angabe der Unterhaltungskosten in Hundertsteln der Herstellungskosten des Bauwerks. Diese Art der Angabe hat gewifs ihre Berechtigung, jedoch neben der Angabe in Hundertsteln ist auch eine solche für die Einheit der Gesamtlichtweite und der Tiefe des Bauwerks erwünscht. Auch das Umrechnen der Kosten auf ein Kubikmeter Mauerwerk, ein Quadratmeter Ansichtsfläche u. s. w. kann bei gröfseren Bauwerken von Interesse und für statistische Zwecke willkommen sein.

Die statistischen Nachrichten der preufsischen Eisenbahnen gaben die Unterhaltungskosten, ohne diese bislang für eiserne, hölzerne und steinerne Brücken zu trennen, für zwei Bauwerksarten: a) bis einschliefslich 10 m Weite, b) über 10 m Weite in Hundert-

[111]) 1 : 3 : 7 (20,00), 1 : 3 : 6 (21,00), 1 : 4 : 8 (19,00), 1 : 1 : 5 (45,00) Kunststein.

steln der Herstellungskosten an. Seit dem Jahre 1880/81 erfolgt die Ausgabe der Statistik vom Reicheisenbahnamt für die Eisenbahnen des Deutschen Reiches. Eine Unterscheidung zwischen grofsen und kleinen Brücken wird darin seitdem nicht mehr gemacht. Die nach diesen Angaben berechneten Durchschnittszahlen sind in den Tabellen XV und XVI zusammengestellt. Seit dem Jahre 1898 werden in der Reichsstatistik die Unterhaltungskosten nur für den Unterbau angegeben. Angaben über die Unterhaltungskosten kleiner und grofser Brücken fehlen ganz.

Bemerkenswert ist das starke Anwachsen der Unterhaltungskosten von 0,25 im Jahre 1880/81 bis auf 0,41 im Jahre 1894/95, also um das $\frac{41}{25} = 1{,}7$ fache.

Die Unterhaltungskosten für steinerne Brücken lassen sich aus Tabelle XV nicht unmittelbar entnehmen; jedenfalls sind die angegebenen Sätze, wenn sie für steinerne Brücken allein Giltigkeit haben sollen, bedeutend herabzusetzen, wie die von Pollitzer[115]) angeführten Erfahrungsergebnisse bestätigen. Nach Pollitzer erfordert die jährliche Unterhaltung der Brücken einer gröfseren Verkehrsstrecke für ein Meter Lichtweite und Tiefe durchschnittlich: an Maurerschichten $0{,}8\,t$ und an Handlangerschichten $1{,}1\,t'$, wenn t und t' den Arbeitslohn für eine mittlere Arbeitsdauer von 10 Stunden bedeutet. Gibt W die Gesamtweite der Öffnungen für das Kilometer Bahnlinie und T die Gesamttiefe in Metern an, so betragen danach die Unterhaltungskosten:

$$K = (0{,}8\,t + 1{,}1\,t')\,W\,T.$$

Ein so hoher Betrag dürfte indessen nur unter ungünstigen Verhältnissen erreicht werden. Zuverlässiger sind wohl die nachstehenden, nach einem durchschnittlichen Ergebnis vieler Bahnen des In- und Auslandes von dem Genannten berechneten Sätze der jährlichen Unterhaltungskosten:

	In Hundertsteln der Ausgabe		für ein m Öffnung
	für den Gesamtunterhalt einer Bahnlinie	für die Unterhaltung des Unterbaues einer Bahnlinie	M.
1. Für gewölbte Brücken	0,5	5,4	3,2
2. Für Brücken mit hölzernem Überbau . .	0,8	7,0	30,0
3. Für Brücken mit eisernem Überbau . .	1,3	12,4	7,6

Diese Angaben wird man für einen besonderen Fall mit der nötigen Vorsicht, erst nach Erwägung aller den Zustand des Bauwerkes betreffenden Verhältnisse, nötigenfalls also mit Abänderungen anzuwenden haben, besonders auch, weil die Gröfse der Unterhaltungskosten, wie die Tabellen XV und XVI nachweisen, eine veränderliche, mit dem Alter der Bauwerke zunehmende ist.

Zweifellos steht aber fest, dafs, in Hundertsteln der Anlagekosten ausgedrückt, die Unterhaltungskosten für eine steinerne Brücke bedeutend geringer ausfallen, als für eine hölzerne oder eiserne und dafs bei sachgemäfser Ausführung und regelmäfsiger Unterhaltung für eine steinerne Brücke eine sehr grofse Dauer angenommen werden kann, während die Dauer der hölzernen Brücken nur eine eng begrenzte ist und über die der eisernen Brücken zur Zeit noch Ungewifsheit herrscht. Es empfiehlt sich deshalb, die steinernen Brücken vor den eisernen und hölzernen in allen geeigneten Fällen zu bevorzugen.

115) Die Bahnerhaltung, II. S. 131.

Tabelle XIV.

Kosten der gröfseren gewölbten Berliner Strafsenbrücken.

(Nach Angaben der städtischen Bau-Deputation).

1. Kaiser Wilhelm-Brücke (Winkel 86° 26').

Erbauungsjahre	1886—89
Gesamtkosten	1400000 M.
Gröfste Länge (normal)	60,8 m
Breite zwischen den Geländern	26,00 m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	12,0 m

3 Öffnungen von je 8,20, 22,24 und 8,20 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Klinker. Gewölbe: Granit. Verblendung: Granit. Geländer: geschliff. Syenit. Obelisken: roter schwed. Granit. Fahrbahn: Holz auf Beton und Zementfugenvergufs. 4 Trophäen in Bronzegufs nach 4 verschied. Modellen über den Obelisken, 2,25 m hoch, kosteten für 1 Stück: **6645 M.** 2 Marmorfiguren kosteten an Bildhauerarbeiten je **6500 M.** Der Künstler erhielt für die beiden Modelle 13000 M. — Reicher künstlerischer Schmuck in Anbetracht der Lage in der Nähe des Königlichen Schlosses: 4 Obelisken für die elektrische Beleuchtung, bekrönt durch Bronze-Trophäen; an den Enden 4 Opferschalen. Über dem Scheitel der Mittelöffnung 2 Gruppen in Marmor. Die Bearbeitung der Granitgewölbe verursachte, besonders in den Seitengewölben, sehr grofse Schwierigkeiten und Kosten.

2. Moltke-Brücke (Winkel 82°).

Erbauungsjahre	1888—91
Gesamtkosten	1190000 M.
Gröfste Länge in der Richtung der Brückenachse gemessen	85,81 m
Breite zwischen den Geländern	26,00 m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	11,0 m

4 Öffnungen von je 16,76, 16,76, 17,46 und 10,27 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegel. Gewölbe: Klinker. Verblendung: roter Mainsandstein. Geländer: Kandelaber-Unterbauten und Greifen nebst Unterbauten gleichfalls aus Sandstein. Fahrbahn: Asphalt auf Beton. — 8 Kandelabergruppen, je aus drei 1,65 m hohen Kindergestalten bestehend, nach 2 verschiedenen Modellen, kosteten einschliefslich dem gufseisernen Kandelaberschaft und Kapitäl je 5600 M. — Reicher künstlerischer Schmuckkandelaber mit bronzenen Kindergruppen; über den Landpfeilern Wappenschilder haltende Greifen. Die Schlufssteine der Gewölbe tragen Köpfe berühmter Männer, wie Moltke, Derfflinger u. s. w.

3. Luther-Brücke (Winkel 71°).

Erbauungsjahre	1891—92
Gesamtkosten	562000 M.
Gröfste Länge	71,86 m
Breite zwischen den Geländern	25,88 m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	10,0 m

2 Öffnungen von je 16,30 und 17,00 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegel, darüber Sparbeton. Gewölbe: Klinker. Verblendung: Pfeiler und Gewölbe Sandstein. Zwickel rote Klinker. — Reiches, zum Teil vergoldetes schmiedeisernes Geländer. Über den Landpfeilern 4 Obelisken aus Sandstein mit vergoldeten Sternen.

4. Friedrichs-Brücke.

Erbauungsjahre	1892—93
Gesamtkosten	701000 M.
Gröfste Länge	64,60 m
Breite zwischen den Geländern	26,00 m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	13,0 m

3 Öffnungen von je 14,30, 14,30 und 17,00 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegel, darüber Kiesbeton. Gewölbe: Klinker. Verblendung: Weifser Sandstein. Fahrbahn: Holz auf Beton und Zementfugenvergufs. — 4 Adler

(je 2 nach einem Modelle): 1,60 m hoch mit 3 bis 4 m Flügelspannung, **je 2000 u. 2200 M.** 4 Laternenträger **je 5500 M.** (ohne Vergütung f. d. Künstler). — Reicher künstlerischer Schmuck: Über den Flufspfeilern 4 in Kupfer getriebene Laternenträger nach verschiedenen Modellen: über den Landpfeilern hohe Obelisken mit kupfernen, mächtigen Adlern.

5. Waisen-Brücke.

Erbauungsjahre	1892—94	
Gesamtkosten	570000	M.
Gröfste Länge	77	m
Breite zwischen den Geländern	20,38	m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	10,0	m

3 Öffnungen von je 18,48, 20,00 und 18,48 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegel, darüber Sparbeton. Gewölbe: Klinker. Verblendung: roter Mainsandstein. — Romanische Bauweise.

6. Moabiter-Brücke (Winkel 72°).

Erbauungsjahre	1893—94	
Gesamtkosten	406000	M.
Gröfste Länge in der Richtung der Brückenachse gemessen	72,38	m
Breite zwischen den Geländern	19,00	m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	10,0	m

3 Öffnungen von je 16,30, 16,30 und 17,00 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegel, darüber Sparbeton. Gewölbe: Klinker Kämpfersteine. Verblendung und Geländer aus rhein. Basalt-Lava. — 4 Bären aus Bronze. Mafse der Fufsplatten: 1,11 . 1,12 Höhe bis Oberkante. Widerrist einschliefslich Fufsplatte 1,94 m. Kosten zusammen 12760 M. (ohne Vergütung für den Künstler). — Kräftige einfache Architektur. Über den Landpfeilern auf Basaltlava-Postamenten 4 gewaltige Bären nach verschiedenen Modellen.

7. Kurfürsten-Brücke.

Erbauungsjahre	1894—95	
Gesamtkosten	538000	M.
Gröfste Länge	56,25	m
Breite zwischen den Geländern	17,80	m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	12,0	m

3 Öffnungen von je 15,00, 8,00 und 15,00 m.

Gründung: Beton zw. (zum Teil eisernen) Spundwänden. Pfeiler: Ziegel. Gewölbe: Klinker mit Sandstein-Verblendung. Geländer: Sandstein. — Architektur mufste sich genau der alten, 1692—95 erbauten Kurfürsten-Brücke anpassen. Das Denkmal des Kurfürsten mufste versetzt und auf einem neuen Sockel wieder aufgebaut werden. Es steht über der nach dem Oberwasser um etwa 10 m verlängerten Mittelöffnung.

8. Oberbaum-Brücke.

Erbauungsjahre	1894—96	
Gesamtkosten	1800000	M.
Gröfste Länge	155	m
Breite zwischen den Geländern	27,90	m
Gröfste Höhe zwischen Fahrbahn und Gründungssohle	12,0	m

7 Öffnungen, 2 zu je 7,50, 2 zu je 16,00, 2 zu je 19,00 und 1 zu 22,00 m.

Gründung: Beton zw. Spundwänden. Pfeiler: Ziegelsteine und Sparbeton darüber. Gewölbe: Klinker mit Granitverblendung. Sonstige Ansichtsflächen: Märkische Backsteinbauweise. Verblendung aus Formsteinen in Klosterformat. — Über dem Oberstrom-Bürgersteig befindet sich die Brücke der elektrischen Hochbahn von Siemens & Halske, A.-G. Der darunter befindliche Bürgersteig ist als Spitzbogen-Kreuzgang ausgebildet. Die Mittelöffnung wird, um die Brücke als östliches Eingangstor Berlins zu Wasser zu kennzeichnen, von zwei mächtigen Warttürmen eingeschlossen. Zur Verblendung gehören über 1000 verschiedene Arten von besonders angefertigten Formsteinen.

Tabelle XV.

Unterhaltungskosten kleiner und grofser Brücken der preufsischen Eisenbahnen.

	Name der Eisenbahn	Betriebseröffnung im Jahre	Durchschnittliche Unterhaltungskosten in Prozenten der Herstellungskosten für Brücken bis einschl. 10 m W.	Durchschnittliche Unterhaltungskosten in Prozenten der Herstellungskosten für Brücken über 10 m Weite	Reihe der Jahre, für welche der Durchschnitt berechnet wurde	Anzahl der Jahre	Bemerkungen.
1.	Rheinische	1839	0,50	0,25	1863—70	8	
2.	Berlin-Anhalt	1840	0,58	1,73	1863—79	17	Zu 2 und 4. Die Unterhaltungskosten erreichen hier eine aufsergewöhnliche Höhe.
3.	Niederschlesisch-Märkische	1842	0,38	0,24	1863—79	17	
4.	Berlin-Stettin (Stammbahn)	1842	0,63	1,02	1863—79	17	
5.	Köln-Minden (Stammbahn)	1845	0,21	0,17	1863—79	17	
6.	Berlin-Hamburg (Stammbahn)	1846	0,22	0,72	1863—79	17	
7.	Thüringische	1846	0,39	0,18	1846—79	16	Zu 7. Hier sind zahlreiche steinerne Brücken vorhanden.
8.	Westfälische	1848	0,39	0,35	1863—79	17	
9.	Bergisch-Märkische (Stammbahn)	1848	0,38	0,23	1863 - 76	14	
10.	Saarbrücker	1850	0,36	0,095	1863—79	17	Zu 9. Desgl.
11.	Ostbahn	1851	0,31	0,19	1863—79	17	
12.	Oberschlesische (Breslau-Posen-Glogau)	1856	0,86	0,30	1863—79	17	
13.	Rhein-Nahe	1858	0,42	0,23	1863—79	17	
14.	Stargard-Köslin-Kolberg (B. St.)	1859	0,37	0,20	1863—79	17	
15.	Köln-Giefsen und Betzdorf-Siegen (K. M.)	1859	0,15	0,18	1865—79	15	Zu 15. Desgl. Die Gesamtweite der lichten Öffnungen der grofsen Brücken ist hier für eiserne Brücken dieselbe (1550 m).
16.	Ruhr-Sieg und Lethmathe-Iserlohn (B. M.)	1864	0,28	0,21	1865—79	15	
17.	Köslin-Danzig (B. St.)	1869	0,21	0,165	1871—79	9	
18.	Kottbus-Grofsenhain	1870	0,35	0,39	1872—79	8	
19.	Venlo-Hamburg (K. M.)	1870	0,11	0,11	1873—79	7	
20.	Posen-Thorn-Bromberg	1872	0,21	0,29	1873—79	7	
21.	Oberlausitzer	1874	0,08	0,07	1875—79	5	
22.	Wittenberge-Buchholz (B. H.)	1875	0,19	0,13	1875—79	5	
23.	Berlin-Dresden	1875	0,09	0,12	1876—79	4	
24.	Oels-Gnesen	1875	0,13	0,09	1876—79	4	
25.	Posen-Kreuzburg	1875	0,02	0,01	1876—79	4	

Tabelle XVI.

Durchschnittliche Unterhaltungskosten der Brücken der Eisenbahnen des Deutschen Reiches.

Etatsjahr.	Gesamt-Anlagekosten M.	Gesamt-Unterhaltungskosten M.	Durchschnittliche Unterhaltungskosten in Hundertsteln der Anlagekosten
1880/81	743518890	1841004	0,24
1882/83	809734719	1892180	0,23
1884/85	825347167	2245519	0,27
1886/87	835921344	2222209	0,28
1888/89	859046453	2556820	0,28
1890/91	887638189	3447497	0,39
1892/93	905780991	3618227	0,40
1894/95	927433438	3832361	0,41
1896/97	958273247	3307048	0,35

Literatur.

Kleinere Mitteilungen über Rüstungen und Geräte, Lehrgerüste, Ausführung schiefer Brücken, Ausrüstung der Gewölbe, Gelenkbildungen und Wiederherstellungsarbeiten sind den betreffenden Stellen des Textes beigefügt.[113])

Zeitschrift für Bauwesen.

Henz, Der Bau des Neifse-Viaduktes bei Görlitz in der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn. 1855, S. 281.
Derselbe, Die Mainbrücke bei Frankfurt a. M. in der Main-Neckar-Bahn. 1856, S. 479.
Derselbe, Die Bauanlagen der Saarbrücken-Trier-Eisenbahn. 1863, S. 47.
v. Nehus, Diggswell-Viadukt den Great-Northern-Eisenbahn bei Wellwyn (aus Humber, A record of the progress of modern engineering. 1864, S. 31). 1868, S. 591.
Wilke, Der Bau der Striegistal-Überbrückung bei Freiberg. 1869, S. 206.
Lehwald, Mitteilungen über die gröfseren Kunstbauten auf der Strecke Nordhausen-Wetzlar im Zuge der Staatseisenbahn Berlin-Metz. 1880, S. 442.
Derselbe, Die wichtigeren Kunstbauten der Staatsbahnstrecke von Güls bis zur Reichsgrenze bei Perl (Moselbahn). 1884, S. 141.
v. Leibbrand, Steinbrücken mit gelenkartigen Einlagen. 1888, S. 235. (Auch Ann. de ponts et chaussées 1891, I. S. 899. — Engng. 1892, I. S. 557.)
Strafsenbrücke über die weifse Elster in Zeitz. 1888, S. 507.
Müller, Die neue Lange Brücke in Potsdam. 1889, S. 107.
Gewölbte Brücken der Trier-Hermeskeiler Eisenbahn. 1889, S. 135.
Tolkmitt, Gewölbte Brücken in Köpenick. 1892, S. 355.
Braun, Betonbrücke über die Donau bei Rechtenstein (Württemberg). 1893, S. 439.
Borrmann, Die Lange Brücke (Kurfürstenbrücke) in Berlin. 1894, S. 328.
v. Leibbrand, Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen (Württemberg). 1894, S. 541.
Max Leibbrand, Donaubrücke bei Inzigkofen in Hohenzollern, Betonbrücke mit offenen Gelenken. 1896, S. 279. (Auch Deutsche Bauz. 1896, S. 7.)
Gaedertz, Betonbrücke mit Granitgelenken über die Eyach bei Imnau (Hohenzollern). 1898, S. 187. (Auch Deutsche Bauz. 1896, S. 444.)
Parbone u. Groeschel. Von der Tiber-Regulierung in Rom (altrömische Brücken). 1898, S. 359.
Leibbrand-Gaedertz, Neue Strafsenbrücke über den Main bei Miltenberg. 1900, S. 207.

Notizblatt bezw. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

Söhlke, Über den Neubau der Chausseebrücke über die Ruhme bei Nordheim. Notizbl. 1853, S. 328.
Lanz und Gerber, Die Werrabrücke bei Münden in der Königl. Hannov. Südbahn. Zeitschr. 1856, S. 64.
Sonne, Der Bau der Fuldabrücke bei Kragenhof für die Eisenbahn von Hannover nach Kassel. 1858, S. 44.
Meyer, G., Über englische Eisenbahnbrücken. 1862, S. 281.
Bolenius, Der Bau der Okerbrücke bei Oker in der Eisenbahn Vienenburg-Goslar. 1866, S. 203.
Hofmann, Die neue Elbebrücke bei Pirna. 1878, S. 27.
Seefehlner, Über die vom französischen Ministerium im Jahre 1878 ausgestellten Brückenpläne und Modelle. 1879, S. 135.
v. Scholtz, Überbrückung des Ilmtales bei Weimar. 1881, S. 425.
Dieckmann, Neubau der Unterführung der Tempelhoferstrafse unter der Berliner Ringbahn. 1895, S. 35.

Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen.

Mehr, Die neue Muldenbrücke zwischen Niederschlemar und Stein-Hartenstein. 1899, S. 361.
Bock und Dolezalek, Brücke über die Leine bei Grasdorf. 1901, S. 47.

---

[113]) Vergl. über diese Literatur: Baustelleneinrichtung S. 264, Rüstungen und Geräte S. 292, Lehrgerüste S. 318, Gewölbeherstellung S. 335—339, Gelenkbrücken S. 361, Betonbauten S. 339, Ausrüsten (Ausschalen) S. 347—351, Brückeneinstürze S. 368, Wiederherstellungen S. 373, Umbauten S. 376—378, Kosten S. 382.

Allgemeine Bauzeitung.

Die Brücke bei Buffalora über den Tessin. 1836, S. 41.
Der Bau der Brücke über die Dora in Turin. 1836, S. 145.
Über einige neuere Brücken in und bei Mailand. 1836, S. 370.
Bemerkungen über den Bau der Brücke von Crespano. 1836, S. 411.
Die Karlsbader Kaiser Franzens-Brücke. 1837, S. 85.
v. Etzel, Brücke über die Enz bei Besigheim im Königreich Württemberg. 1839, S. 160.
Derselbe, Brücke über den Neckar bei Cannstadt. 1840, S. 8.
Die neue Steinbrücke über den Bergstrom Meduna bei Pordenone in der venezianischen Provinz Udine. 1841, S. 231.
Hürsch, Baugeschichte der Nydeck-Brücke in Bern. 1843, S. 190.
Römer, Die Düsseldorf-Elberfelder Eisenbahn. 1843, S. 60.
Die Brücke über die Beraun bei Beraun in Böhmen. 1844, S. 312.
Die Brücke über die Maas im Benediktstale bei Lüttich. 1845, S. 261.
Becker, Steinbrücke über den Neckar bei Ladenburg auf der Main-Neckar-Eisenbahn. 1850, S. 259.
Hartwich und Bürkner, Die Brücke über die Warthe bei Wronke auf der Stargard-Posener Eisenbahn. 1852, S. 93.
Kohl, Der Bau der zweiten Elbebrücke (Marienbrücke) und des sich daran anschliefsenden Viaduktes bei Dresden. 1852, S. 269.
Hartung, Der Viadukt bei Schildesche auf der Köln-Mindener Eisenbahn. 1854, S. 132.
Förster, Die alte steinerne Brücke über den Wienflufs vor dem Kärnthner Tor in Wien. 1854, S. 3.
v. Etzel, Der Viadukt bei Bietigheim über die Enz auf der Württembergischen Eisenbahn. 1856, S. 262 u. 315.
Zelger, Die Brücke über den Main bei Schweinfurt. 1857, S. 331.
Der Viadukt der Suize bei Chaumont im Departement der Ober-Marne in Frankreich. 1865, S. 341.
Der Viadukt über die Rance bei der Stadt Dinan in der Bretagne. 1862, S. 345.
Die Brücke Louis-Philippe über die Seine zu Paris. 1864, S. 327.
Ludwig, Der Leska-Viadukt bei Znaim auf der Eisenbahn von Grufsbach nach Znaim. 1871, S. 246.
Viadukt über den Schuttkegel der Rivoli bianchi. 1881, S. 9.

Zeitschrift des bayerischen Architekten- und Ingenieur-Vereins.

Weikard, Der Sinntal-Viadukt auf der Gemünden-Elmer Bahnlinie. 1872, S. 11.

Zeitschrift für Baukunde.

Reverdy, Das französische Brückenbauwesen auf der internationalen Ausstellung in Paris im Jahre 1878. 1880, S. 63.
Mohr und Gleim, Viadukt der Rheinischen Eisenbahn über das Ruhrtal bei Herdecke. 1881, S. 5, 183.
Leibbrand, Steinbrücke über die Nagold bei Teinach (Württemberg). 1883, S. 347.
Weikard, Die massiven Brücken der bayerischen Eisenbahnstrecke Ludwigstadt-Eichicht. 1884, S. 469.

Süddeutsche Bauzeitung.

Heinlein, Die Ludwigsbrücke in Würzburg. 1895, S. 401.
Keppler, Betonbrücke mit Bleigelenken über den Hammerkanal in Efslingen a. N. 1896, S. 447 u. 1897, S. 7.
Neue Brücke über den Main bei Sommerhausen. 1897, S. 407.

Zeitschrift und Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

Bomches, Beschreibung der Arbeiten des Brücken-Viaduktes von Nogent sur Marne. Zeitschr. 1860, S. 101. (Vergl. auch Ziv.-Ing. 1857, S. 181.)
Kreuter, Über die Ausführung steinerner Brücken in Frankreich. Zeitschr. 1877, S. 5.
Melan, Neuere steinerne Brücken und Viadukte in Frankreich. Wochenschr. 1879, S. 115.
Derselbe, Gewölbe aus Beton in Verbindung mit eisernen Bögen. 1892, S. 442.
Hufs, Mitteilungen über die grofsen gewölbten Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka. 1893, S. 545.
Derselbe, Die Bauvollendung der grofsen gewölbten Brücken der K. K. Staatsbahn Stanislau-Woronienka. 1894, S. 533. (Auch Génie civil 1895, S. 5.)
Emperger, Melan'sche Betonbrücken in Nordamerika. 1895, S. 525.

Der Zivil-Ingenieur.

Hartmann, Beschreibung der Weifseritz-Überbrückung in Dresden. 1854, S. 230.

Couche, Über die steinernen Brücken und Viadukte der deutschen Eisenbahnen. 1856, S. 56.

Werther, Nachrichten über den Bau der neuen Elbebrücke in Dresden. 1859, S. 215.

Lehmann, Neifsetal-Viadukt der Zittau-Reichenberger Eisenbahn bei Zittau. 1867, S. 333, 413.

Mitteilungen bezw. Protokolle des sächsischen Ingenieur-Vereins.

Merbach, Die Viadukte im Zschopautale zwischen Waldheim und Limmritz auf der Chemnitz-Riesaer Staatseisenbahn. Mitteil. 1858, S. 1.

Bake, Mitteilungen über den Muldenbrückenbau bei Göhren. Protok. 77. Vers. 1872, S. 13.

Hofmann, Mitteilungen über den Bau der neuen Elbebrücke bei Pirna. Protok. 87. Vers. 1875, S. 42.

Mank, Notizen über den Stand des Dresdener Elbe-Brückenbaues. Protok. 1875, S. 59.

Deutsche Bauzeitung.

Mehrtens, Die Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn. 1885, No. 95.

Hofmann, Die Mainbrücke für die Lokalbahn von Kitzingen nach Gerolzhofen. 1894, S. 308.

Dyckerhoff, Ausgeführte Betonbauten. 1896, S. 154.

Ausführung steinerner Brücken mit grofsen Spannweiten. 1896, S. 222.

Neckarbrücke zwischen Gemmrigheim und Kirchheim. 1896, S. 456 und 630. (Auch Schweiz. Bauz. 1896, Bd. 28, S. 88.)

Betonbrücke am Niagarafall. 1902, S. 337.

Die Albula-Bahn von Thusis nach St. Moritz im Engadin. 1903, S. 481.

Zeitschrift für Bauhandwerker.

Brakel, Der Luhe-Viadukt bei Greene (Holzminden-Kreienser Eisenbahn). 1866, S. 138.

Warnecke, Die Leine-Strombrücke bei Ippensen. 1866, S. 151.

Melan, Die Viadukte der Eisenbahnbrücke Tabor-Pisek. 1890, S. 77.

Baugewerks-Zeitung.

Gewölbte Wernekinck-Brücke über den Fadnaes in Norwegen. 1892, S. 414.

Neue Oderbrücke in Frankfurt a. O. 1892, S. 817. (Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.)

Zeitschrift für Transportwesen und Strafsenbau.

Herwelly, Fortschritte auf dem Gebiet des Stampfbeton-Brückenbaues. 1895, S. 482.

Franklinbrücke im Forest-Park von St. Louis. 1899, S. 210.

Strafsenbrücke über den Neckar zwischen Kirchheim und Gemmrigheim. 1899, S. 327.

Betonbrücke über den Mary-Flufs zu Maryborough in Queensland. 1901, S. 409.

Zentralblatt der Bauverwaltung.

Blanck, Bau der Unterführung der Königsstrafse in Hannover. 1882, S. 145.

Kinzer, Die Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn. 1884, S. 249.

Eger, Bau der Mauritius-Brücke in Breslau. 1885, S. 243.

Mehrtens, Fortschritte im Bau von Brückengewölben. 1885, S. 473.

Reinhard, Über die Kunst des Wölbens. 1887, S. 325.

Pinkenburg, Baugeschichtliches von der Kaiser Wilhelm-Brücke über die Spree in Berlin. 1890, S. 47.

Derselbe, Baugeschichtliches von der Moltke-Brücke über die Spree in Berlin. 1891, S. 346.

Derselbe, Baugeschichtliches über die Brücke im Zuge der Paulstrafse in Berlin. 1893, S. 161.

Bernhard, Bau der Oberbaum-Brücke in Berlin. 1895, S. 527.

Paul, Strafsenbrücke bei Walsburg a. d. Saale nach Monier-Bauweise und ihre Belastungsprobe. 1895, S. 32.

Neubau der Strafsenbrücke über die Saale in Kösen. 1895, S. 410.

Stiehl, Bau gewölbter Brücken. 1895, S. 228.

Brücke über den Oberländischen Kanal bei Draulitten (Monier-Brücke). 1896, S. 5.

Bernhard, Der Neubau der Moabiter Brücke in Berlin. 1896, S. 13.

Michaelis, Eisenbahnbrücke mit Monier-Gewölbe. 1896, S. 45.

K. Bach, Die Talbrücke der Härtsfeldbahn bei Unterkochen (Württemberg). 1901, S. 244.

Braun, Strafsenbrücke aus Beton über die Donau bei Ehingen (Württemberg). 1901, S. 506.

Schweizerische Bauzeitung.

Moser, Über steinerne Brücken. 1895, Bd. 25, S. 146.

Ritter, Über den Neubau der Coulouvrenière-Brücke in Genf. 1896, Bd. 27, S. 100.

Züblin, Der Rhein-Viadukt bei Eglisau. 1898, Bd. 32, S. 195.

Moser, Grofse Steinbrücken im Grofsherzogtum Baden. 1901, II. S. 273.

Derselbe, Betonbrücke der Gürbetalbahn. 1901, II. S. 257.

Neue Brücke über die Pétrusse in Luxemburg. 1902, I. S. 287.[114])

Annales des ponts et chaussées.

Picot, Notice sur la construction du pont du Sault-du-Rhone. 1832, II. S. 144.

Villiers, Notes recueillies en 1851, pendant sa mission en Allemagne. Chemins de fer saxons. Ligne saxo-bavaroise de Leipzig à Hof. 1853, I. S. 241.

Fessard, Notice sur la construction du Viaduc de Dinan. 1855, II. S. 310.

Croizette-Desnoyers, Mémoire sur les travaux et les dépenses de la partie de chemin de fer du Bourbonnais comprise entre Saint Germain des Fossés et Roanne etc. 1859, II. S. 121.

Léchalas, Notice sur la construction de deux ponts sur la Loire à Nantes. 1865, I. S. 39.

Fénoux, Note sur les travaux de construction du grand viaduc de Morlaix. 1867, I. S. 207.

Doniol, Notice sur la construction du pont de Fiume'alto. 1868, II. S. 147.

Bassompierre-Sewrin und de Villiers du Terrage, Mémoire sur le pont viaduc du Point-du-jour et sur les ouvrages d'art de la section du chemin de fer de ceinture, comprise entre Auteuil et Javel. 1870, I. S. 56.

Regnauld, Détails pratiques sur la construction d'un pont en maçonnerie à Saint-Pierre de Gaubert sur la Garonne. 1870, I. S. 411.

Arnoux, Notice sur le viaduc de l'Aulne. 1870, II. S. 233. (Vergl. auch auszugsweise Übersetzung Zivil-Ing. 1872, S. 48.)

Picquenot, Le pont de Vernon. 1874, II. S. 65.

Cendre, Notice sur la construction du pont de Claix. 1879, I. S. 1.

Lavoinne, Notice sur la construction du viaduc de Chastellux. 1882, II. S. 5.

Trépied, Note sur la construction du pont Saint-Jean sur l'Adour à Saubusse (Landes). 1885, II. S. 643 (Deutsche Bauz. 1889, S. 270).

Séjourné, Construction des ponts du Castelet, de Lavaur et Antoinette. 1886, II. S. 409. (Auch Ann. de la constr. 1887, S. 65.)

Draux, Notice sur la construction du viaduc du Gour-Noir sur le chemin de fer de Limoges à Brive par Uzerche. 1892, I. S. 545.

Tourtay, Notice sur la construction du pont Boucicaut. 1892, II. S. 445.

Mocquery, Notice sur le grand pont en maçonnerie construit sur la Saône, à Charrey. 1893, II. S. 737.

Labbage, Notice sur la construction d'un pont-route sur le Doubs à Verdun. 1897, IV. S. 179.

Bouffet, Construction de grandes arches en maçonnerie sur la ligne de Quillan à Rivesaltes. 1899, III. S. 299.

Pouthier, Notice sur le viaduc de Mussy. 1901, I. S. 235.

Nouvelles annales de la construction.

Michal, de la Galisserie & Darcel, Le pont de l'Alma à Paris. 1855, No. 11.

Davignaud & Droling, Notice sur la construction du pont de Libourne sur la Dordogne. 1856, S. 51.

Toni Fontenay, Le Viaduc de la Fure (chemin de fer de St. Rambert à Grenoble). 1856, S. 108, 119.

Cassagnes, Viaduc du chemin de fer de Vincennes à la gare de la Bastille, Paris. 1860, S. 172.

Convents, Viaduc en maçonnerie avec radier général à Pont-d'Ain. 1861, S. 43.

Chauvisé & Wolff, Pont en maçonnerie sur la Bidassoa (frontière d'Espagne). 1863, S. 41.

Oppermann, Viaduc en maçonnerie de Solémy (chemin de fer du Bourbonnais). Details des cintres, du pont de service et des chantiers. 1874, S. 41.

Blanc, Pont-Viaduc en maçonnerie à trois arcades courbes construit sur le ravin de la Roussa. 1874, S. 90.

L'exposition du ministère des travaux publics. 1878, S. 103.

Pont de Claix sur le Drac (Departement de l'Isère). 1878, S. 104.

---

[114]) Nach dem Bulletin mensuel des Vereins d. Luxemburgischen Ingenieure 1901, No. 5 u. 1902, No. 1.

Viaduc en maçonnerie sur la rivière Esk, chemins de fer de Scarborough à Whitbay. 1887, S. 5. (Nach Inst. of civil engineers.)

Ponts en maçonnerie avec arches à grandes ouvertures. 1887, S. 65. (Nach Ann. des ponts et chaussées.)

Génie civil.

de Tedesco, Le pont Boucicaut à Verjux (Saône et Loire). 1891—92, Bd. 20, S. 5.

Talansier, Le Viaduc de Crueize sur la ligne du chemin de fer de Marvéjols à Neussarges. 1891, Bd. 18, S. 145.

Brancher, Viaduc de Mussy (Saône et Loire). 1894, Bd. 25, S. 241.

Lavergne, Viaduc de Saint-Satur. 1894, Bd. 25, S. 337.

Berthier, Le pont de la Coulouvrenière. Nouveau pont en béton sur le Rhône, à genève. 1896, Bd. 29, S. 128.

Bauchal & Cosserat, Exécution des maçonneries des nouveaux viaducs sur la Seine, du chemins de fer de Paris au Havre. 1898, Bd. 32, S. 177.

Sachregister.

Auf die §§ 1 bis 5 des ersten Kapitels, welche die historische Entwickelung des Brückenbaues behandeln, ist durch den Zusatz „*Gesch.*" verwiesen.

(Die Ziffern bedeuten die Seiten.)

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

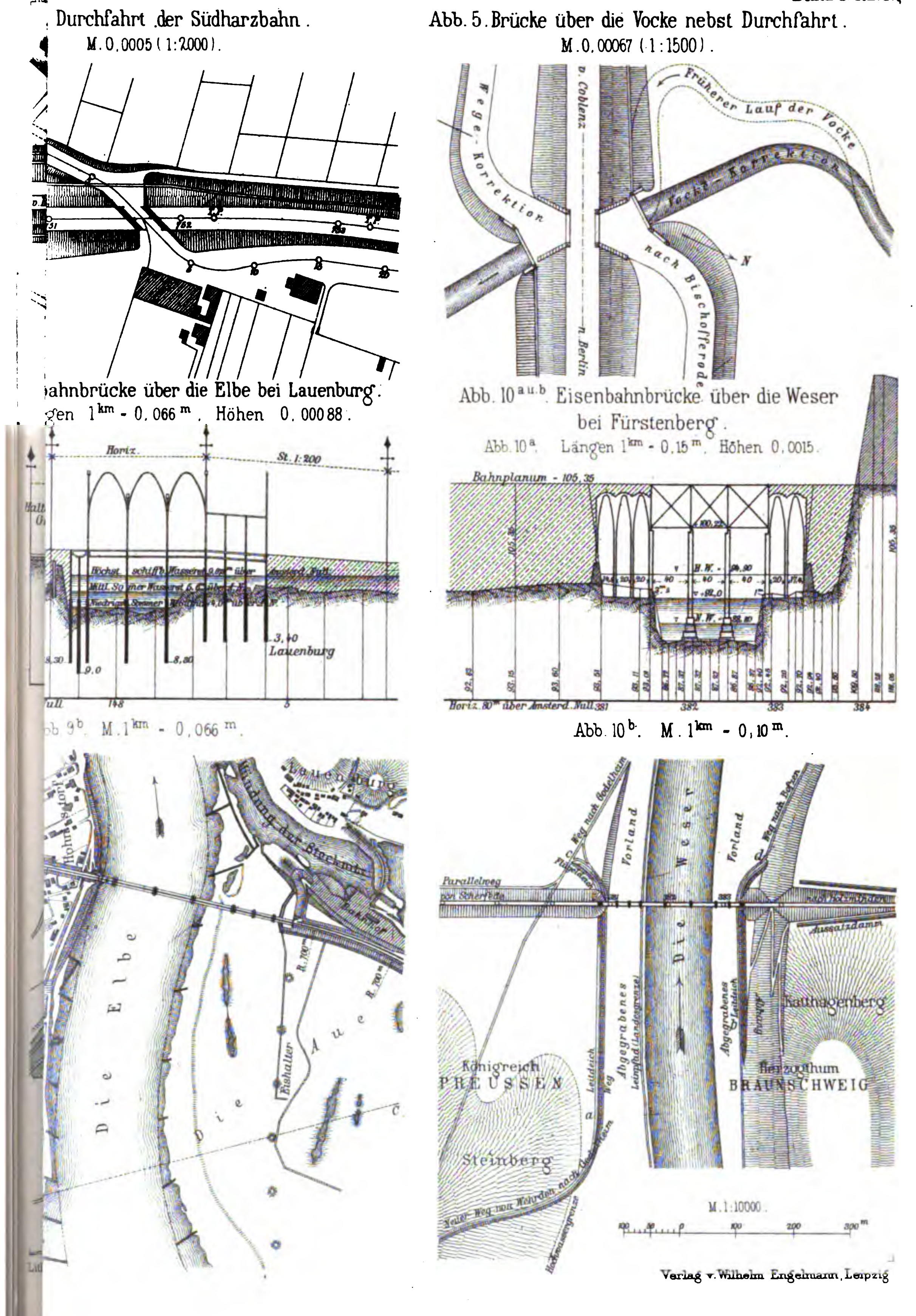
zum

Handbuch des Brückenbaues.

Erster Band.

Vierte vermehrte Auflage.

Inhalt.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 8, 9, 10. Viadukt bei Frieda (Bahn Nordhausen-Wetzlar).

Vorprojekte

M. 0,000 8.

M. 0,000 8.

M. 0,000 4.

Abb. 9. Ansicht. M. 0,001.



Abb. 10. Situation. M. 0,000 2.

Abb. 11a u. b. Strafsenbrücke über die Themse (Tower-Brücke) London.

Abb. 11a.

Abb. 12. Viadukt von Piano-Tondo. (Gotthard-Bahn).

R = 301,76. St. = 23 %.

M. zu Abb. 12 u. 13 = 0,000 4 (1:2500).

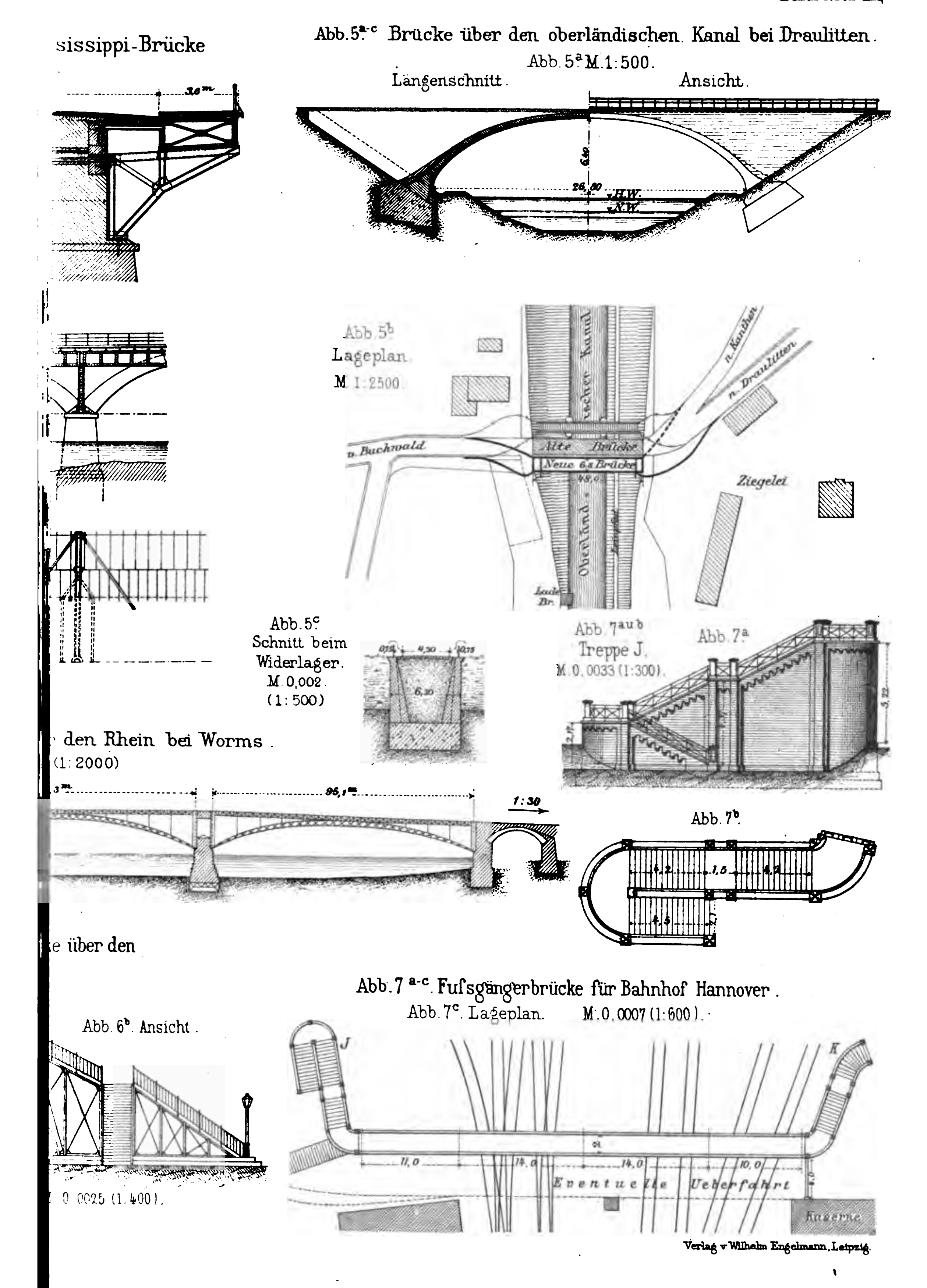
Abb. 13. Wildbach-Ueberführung der Gotthard-Bahn beim Pfaffensprung-Tunnel.

Abb. 11b. Situation.

a. London-Brücke. b. Tunnel für Fufsgänger. c. Tower.

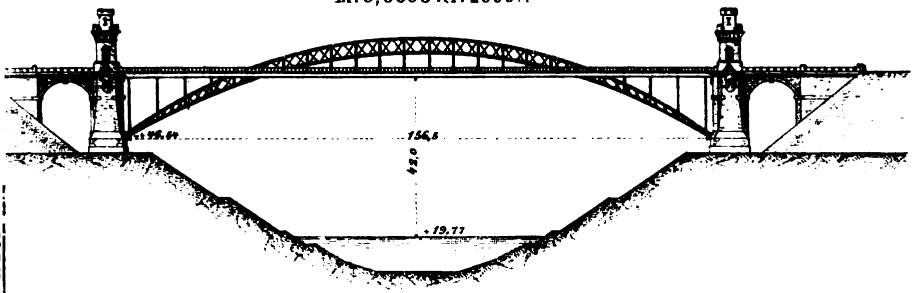
...nal. k. Themse-Tunnel. l. Dampffähre. m. m. Projektirte Tunnel.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 6. Hochbrücke bei Grünenthal. (Nord-Ostsee-Kanal).
M. 0,0005. (1:2000).



Brücke über den Mississippi bei Memphis. M. 0,00033. (1:3333).

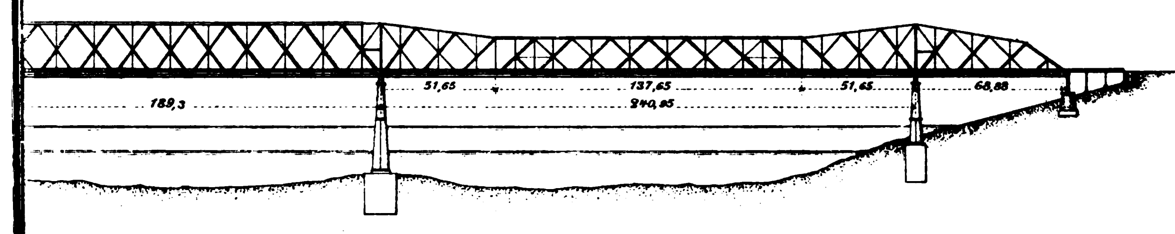


Abb. 9-10. Nogatbrücke bei Marienburg. M. 0,0005. (1:2000)

Abb. 9. Ansicht

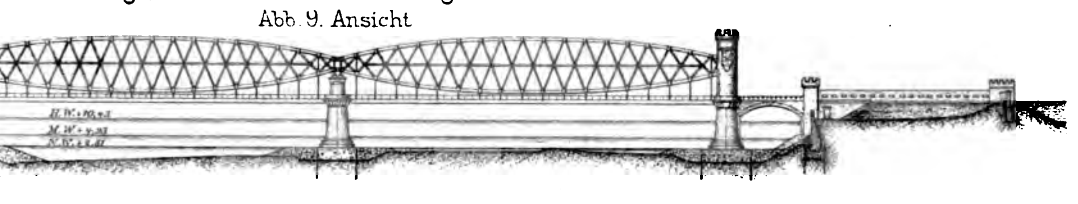
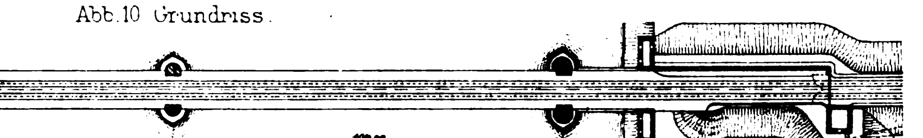
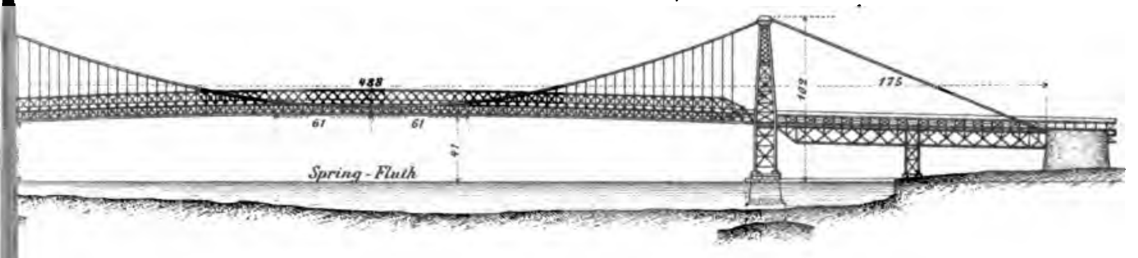


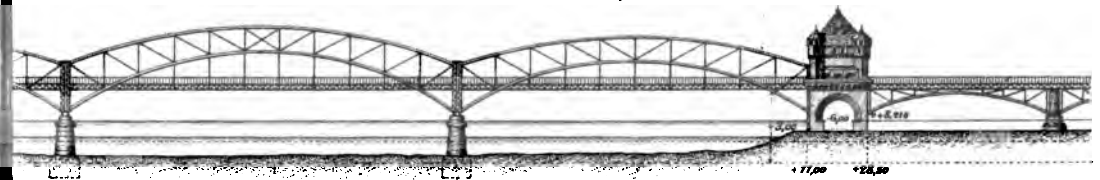
Abb. 10 Grundriss.



eue Brücke über den East-River in New York. M. 0,00021. (1:4700)



m die Eisenbahnbrücke bei Worms. II. Preis. M. 0,00045 (1:2200).



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

Abb. 8-10. Geneigte Wegüberführung der Orleans-Bahn.

Abb 8.

Abb. 9.

Abb. 11. 12. Wegüberführung der Orleans-Bahn in einem später für 2 Geleise zu erweiternden Einschnitt.

Abb. 11.

M. 1:300.

Abb. 12.

gunterführung
rchlass bei der
uer-Mühle.
ücken-Trier-Bahn.

M. 1:300.

Abb. 22.

Abb 23.

Abb. 28.

schnitt nach a-b
M. 1:300.

Abb 26.

Abb. 27.

Abb. 24-28. Fusswegunterführung und Wasserdurchlass mit Fallkessel Saarbrücken-Trier-Bahn.
M. 1:300.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

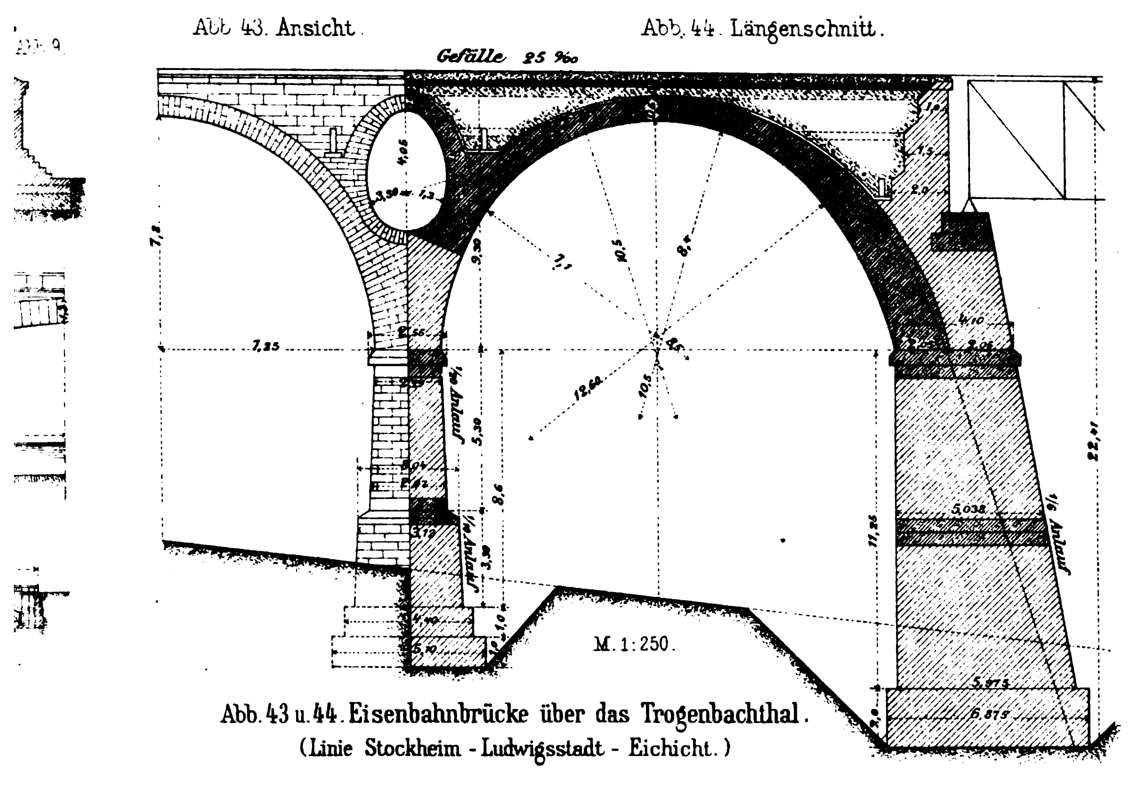
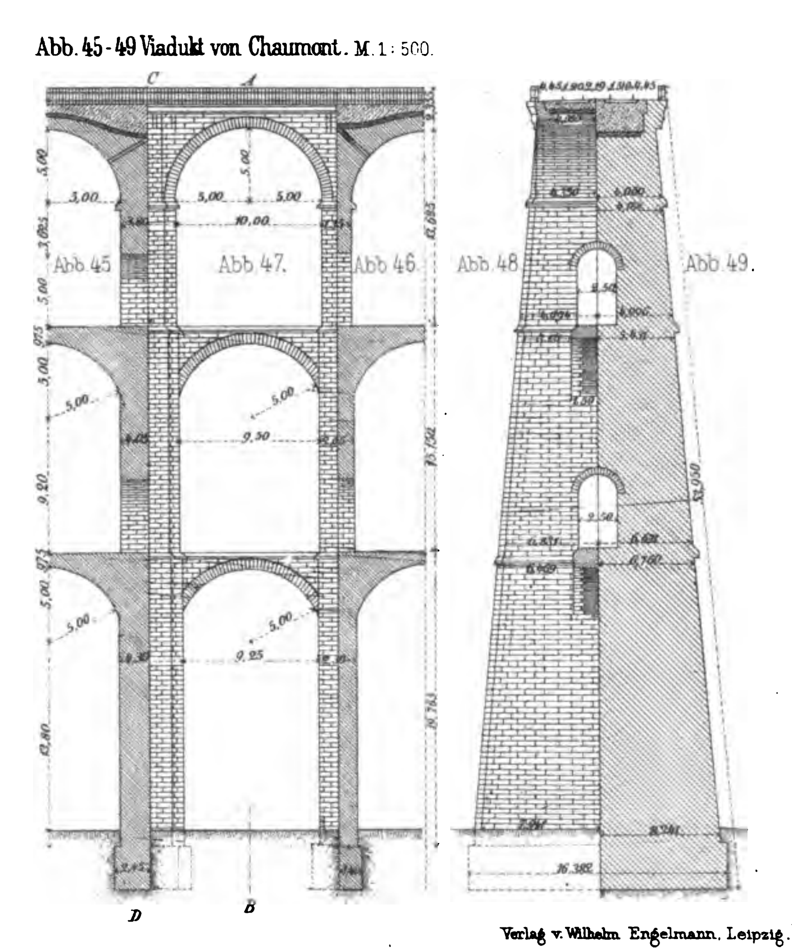


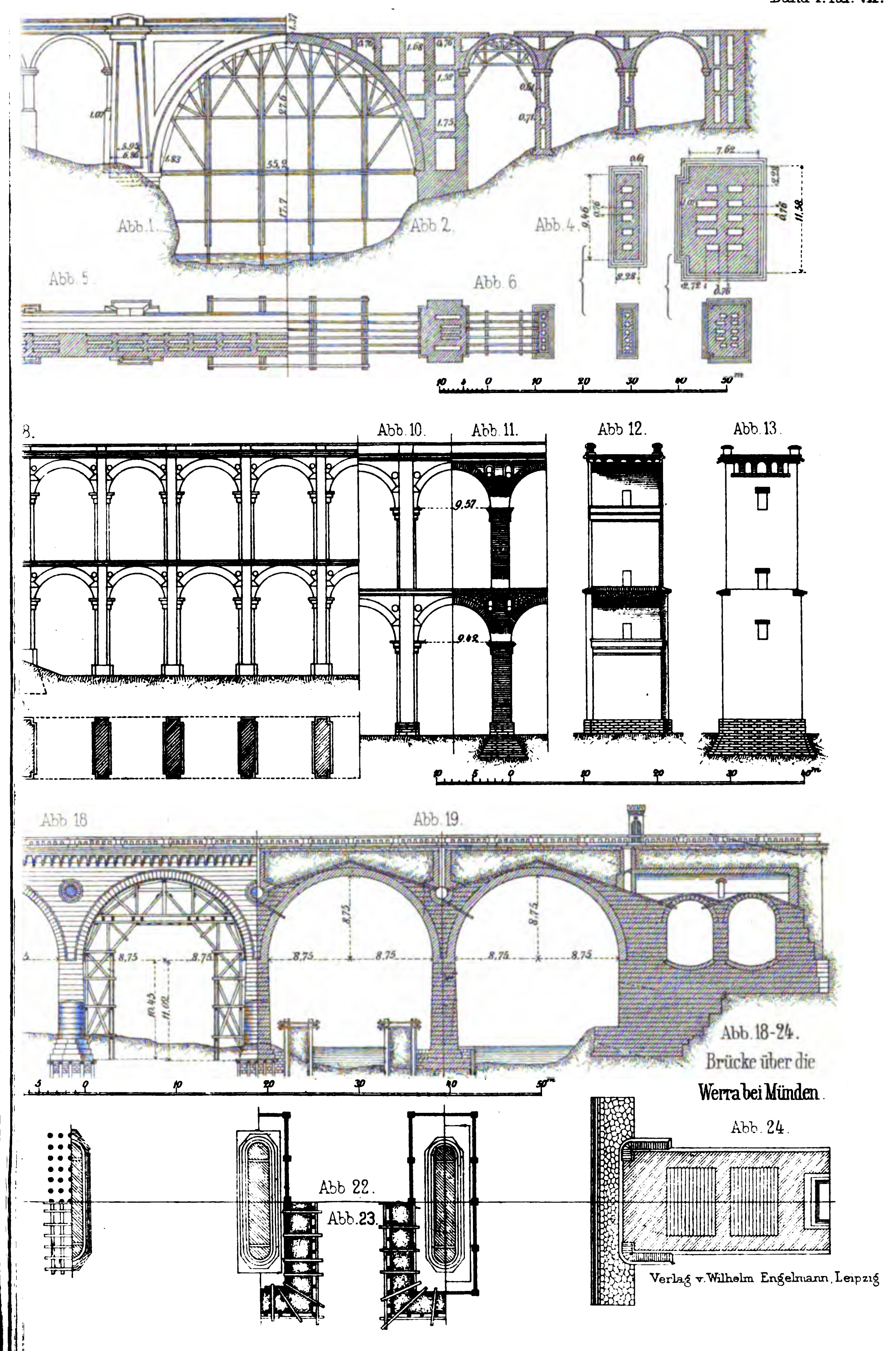
Abb. 43 u. 44. Eisenbahnbrücke über das Trogenbachthal.
(Linie Stockheim - Ludwigsstadt - Eichicht.)

Chateau-Fallet.

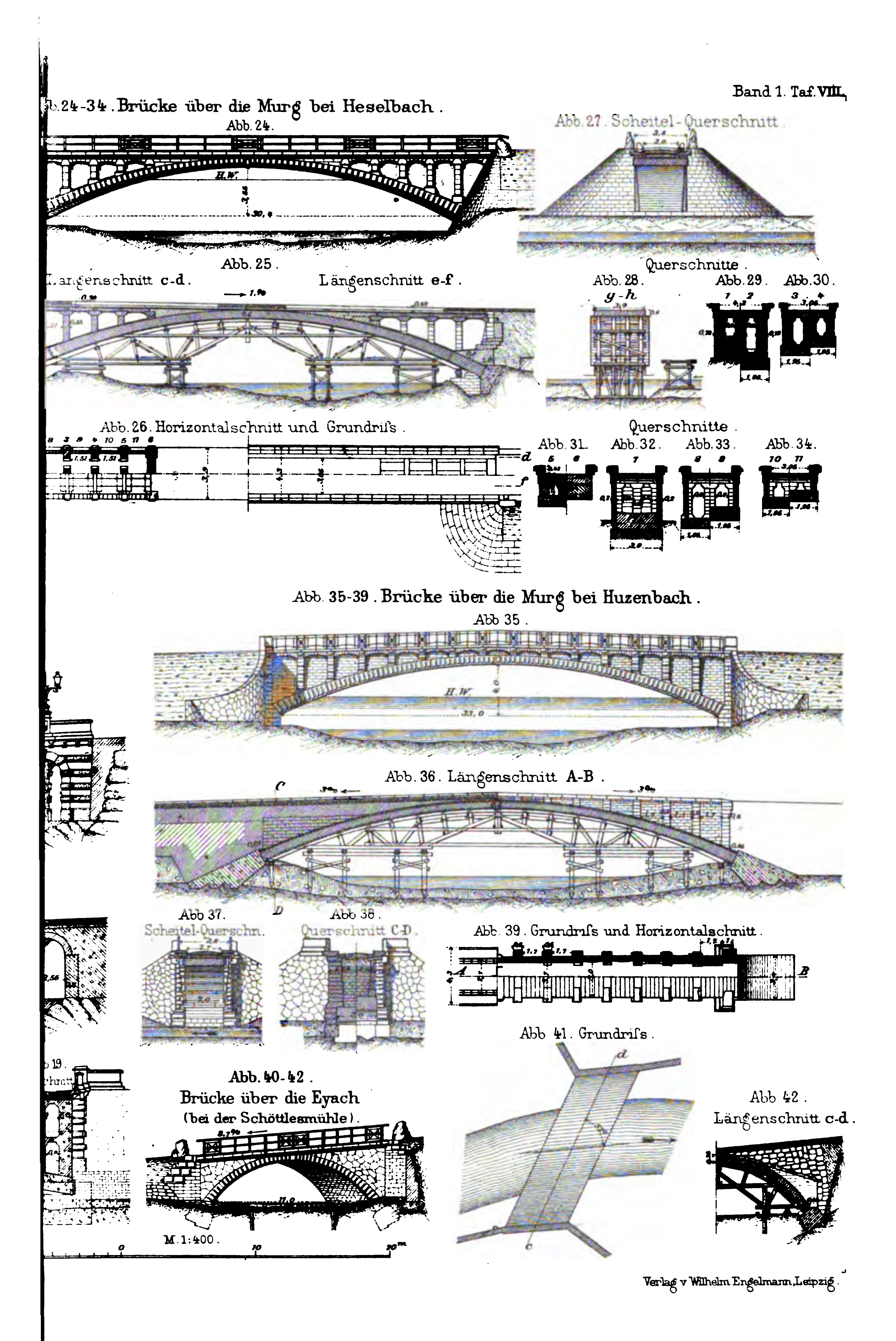
Abb. 45-49 Viadukt von Chaumont. M. 1:500.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 17-19. Antoinette-Brücke.

M. 1 : 500.

-22. Brücke bei Lavaur.

M. 1 : 500

Abb. 22.

Abb. 18. Detail. bei A Abb. 17.

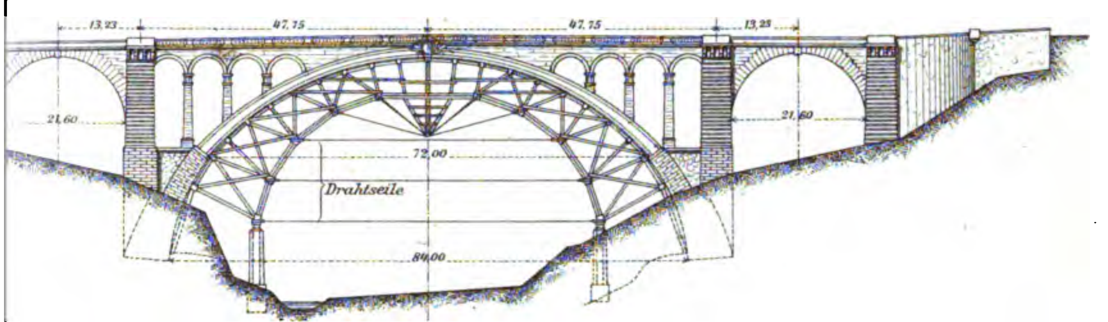
Abb. 19.

Abb. 23-24. Castelet-Brücke.

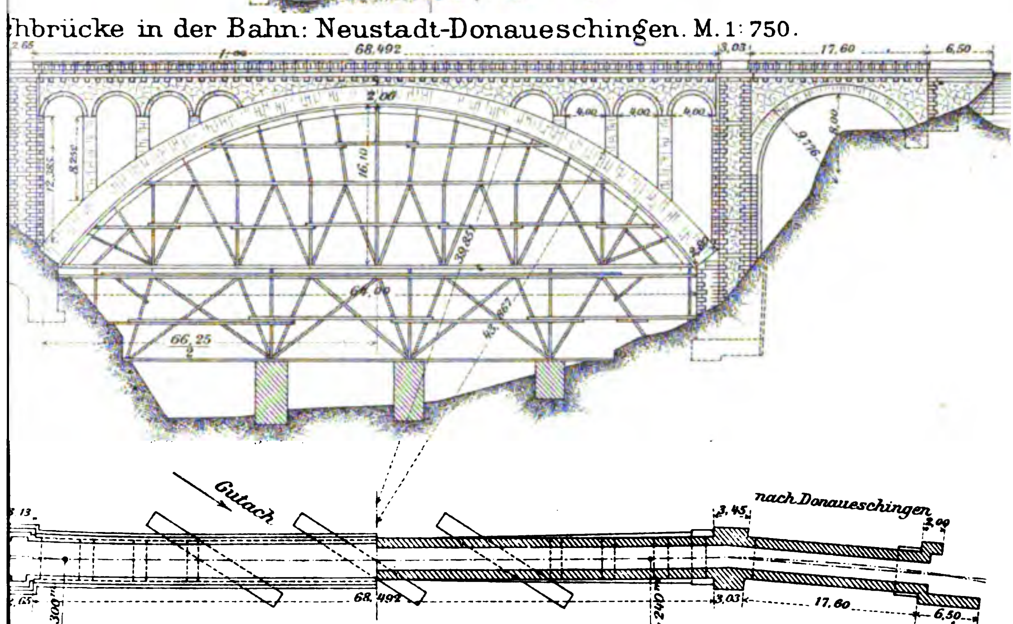
Abb. 23.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

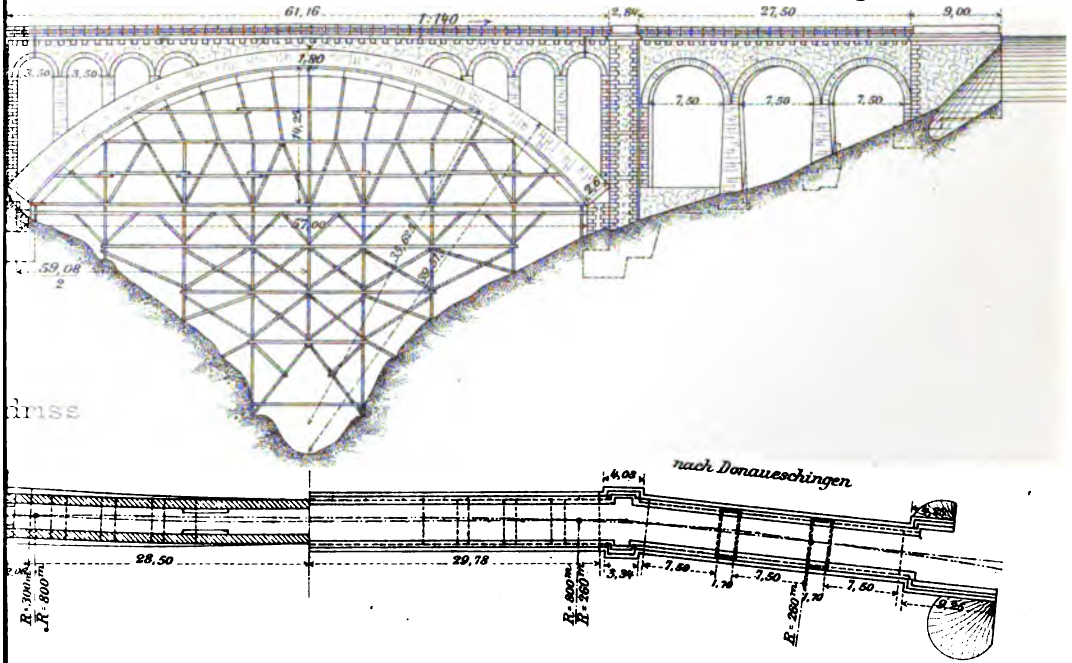
M. 1 : 500.



…hbrücke in der Bahn: Neustadt-Donaueschingen. M. 1:750.



Schwändeholztobelbrücke in der Bahn: Neustadt-Donaueschingen. M. 1:750.



Verlag v. Wilhelm Engelmann Leipzig

Abb. 4. Querschnitt nach G-H.
M. 1:375.

Elektrische Hochbahn
W. W.
W. Ge.
H. W. + 32,5
27,80
14,35
5,40

Abb. 8. Längsschnitt durch die Abdeckplatte bei F in Abb. 6.

Asphaltfilz
Bleiplatten
M. 1:150.

Abb. 5. Ansicht des Turmpfeilers vom Oberwasser aus. M. 1:133⅓.

Öffnung V
H. W. + 32,53

Abb. 9. Grundriss der Abdeckplatte. M. 1:150.

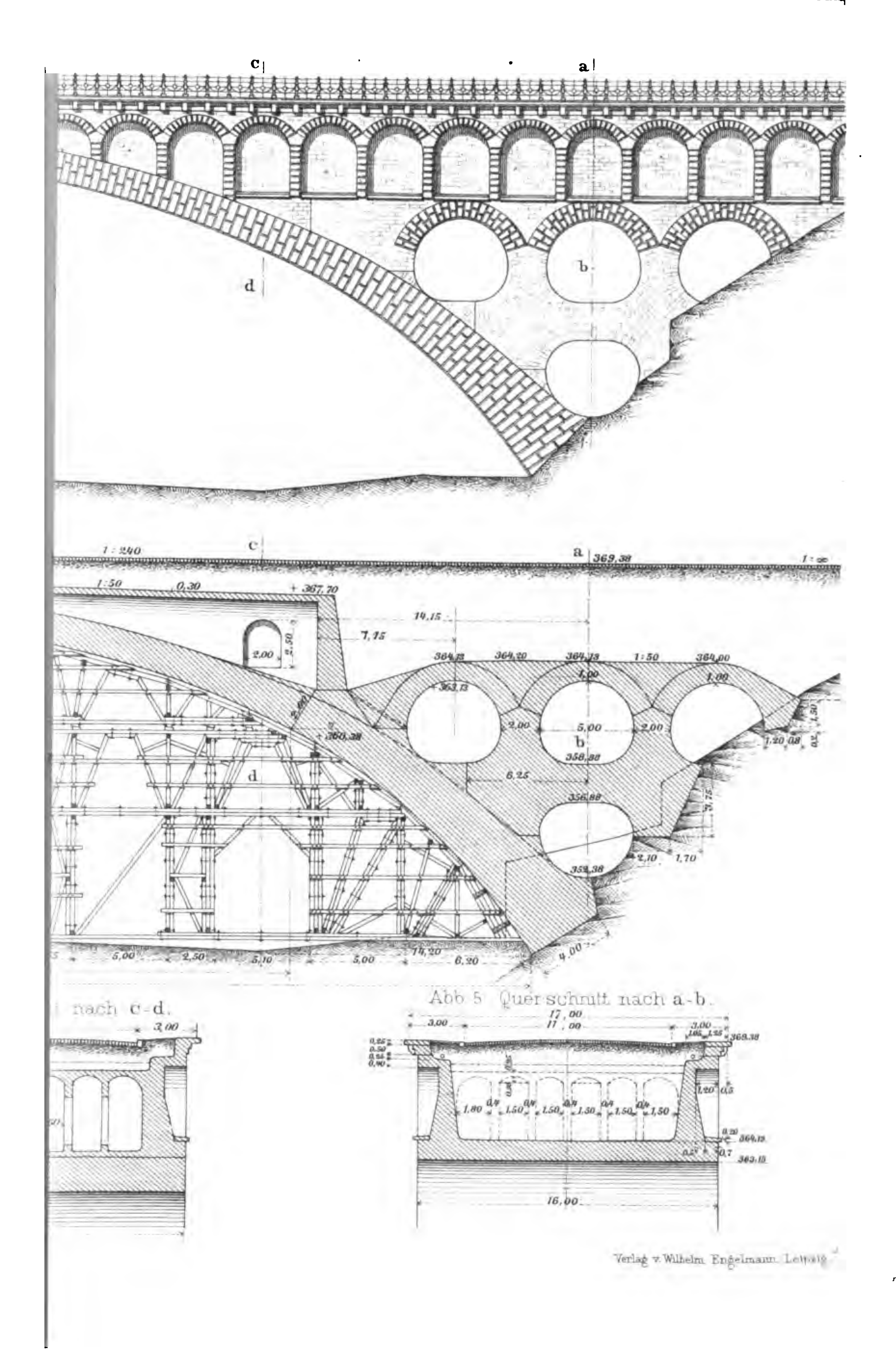
Abb. 10. Querschnitt nach C-D in Abb. 6. M. 1:400.

Sachsen).
1:600

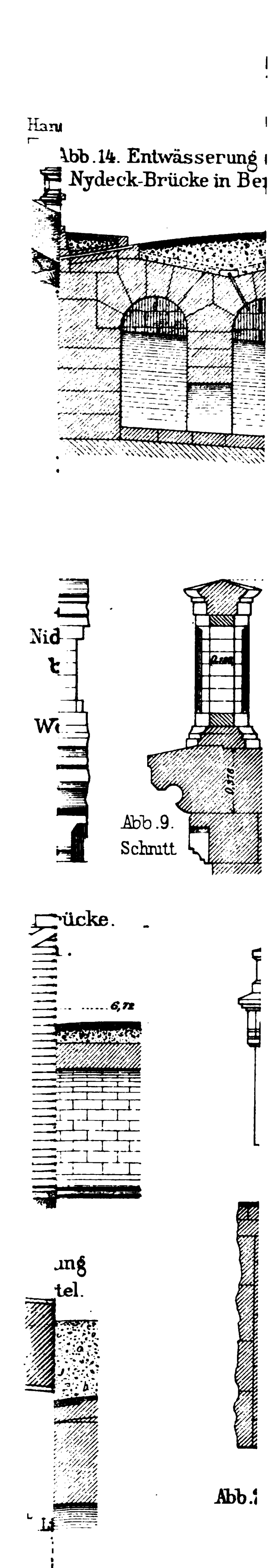
Hochwasser von 1897 + 319,30
14,0
14,0
33,0
F

Fluss-Richtung

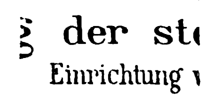
Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



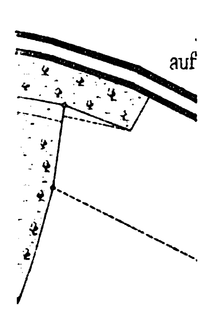
Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

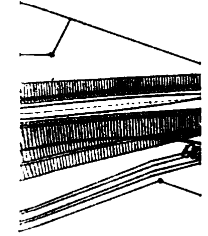


Han
Abb.14. Entwässerung
Nydeck-Brücke in Be
Nid
We
Abb.9.
Schnitt
ücke.
6,72
ung
tel.
Abb.

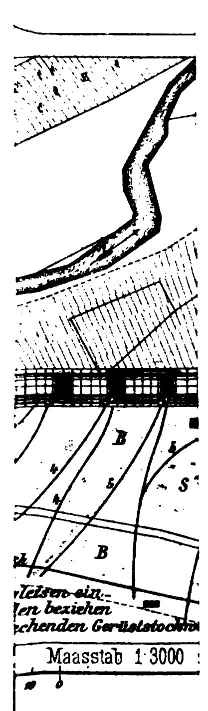






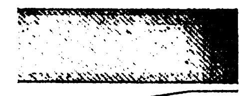


zu Abb 1.
D. Dampfm
L. Ladebüh
M. Mörtel.
P. Pferdest
S. Schmied



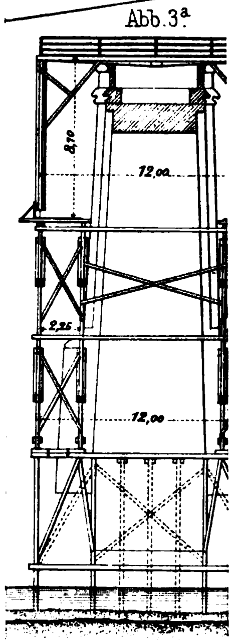
der stein
Gerüste.

albrücke auf der Gem



as III.te Stockwerk.

Abb. 3.a



zu Abb. 1. u. 1.b

eise aus dem Einschni
der Widerlager in das V
sseitigen Wand des Fahrgerüs
eise aus dem Einschnitte
im Raum zwischen den Gewö
Wand des Fahrgerüstes).
eise aus dem Einschnitte
te Stockwerk. h. Distrikt-St
leise. f. Lagerplatzgleise.
ise. g. Aufzugsgerüste.

1 1.a 2. 2.a 3, 3.a 4, 4.a 5, 5.a

Abb. 1.b 1:1000.

e Pfeiler.

Abb. 1d. Querschnitt.

Abb. 2. Brücke über die Mosel bei Conz.

M. 0,002 (1:500).

Abb. 3 u. 3a.
Wölbgerüst.

Abb. 3b.

Abb. 3b - 3d. Gerüst für den Pfeilerbau.

Abb. 3c.

(1:500).

Abb. 6a

Abb. 3d.

Ludwigsbahn.

M. 0,002 (1:500).

Abb. 8 u. 8a. Talbrücke d. Pfälzischen Ludw. Bahn.

Abb. 8a.

Abb. 9a Querschnitt.

Abb. 10 u. 10a. Laufkrahn einer Talbrücke d. Bahn Paris-Vincennes.

Abb. 10.

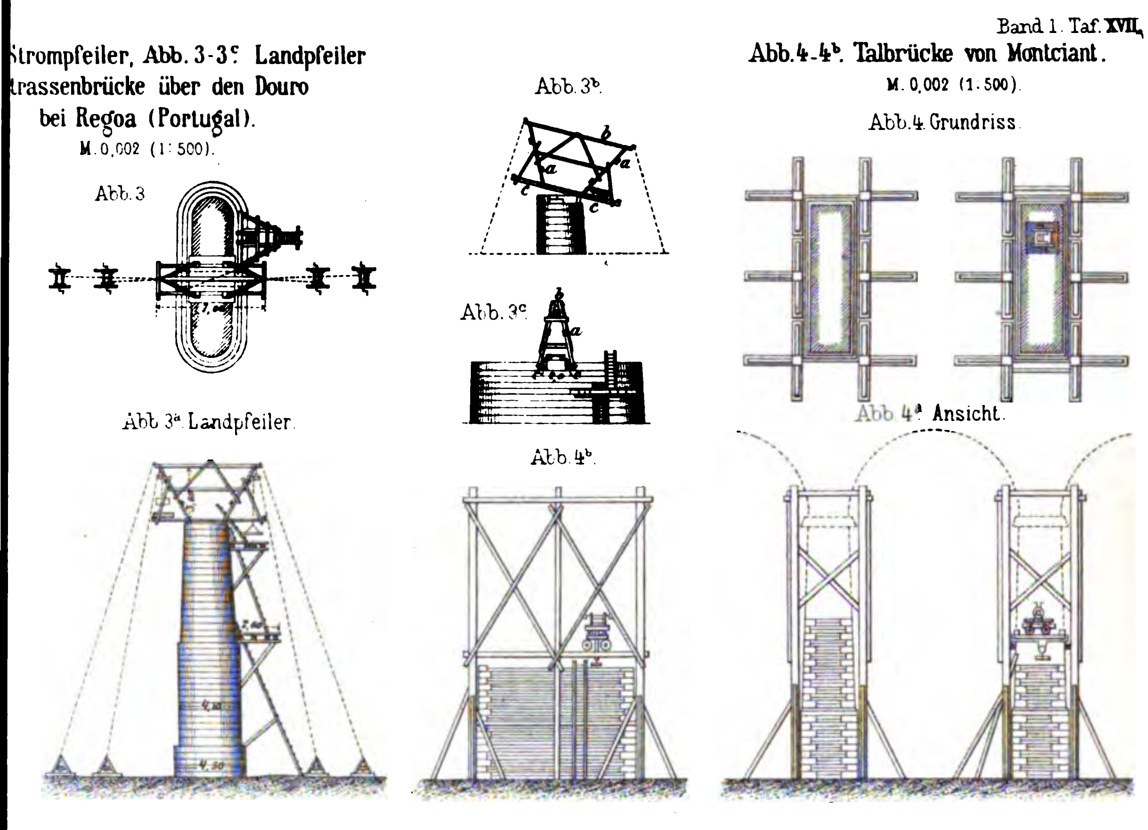
M. 0,004 (1:250).

Abb. 10a.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Strompfeiler, Abb. 3-3c Landpfeiler Strassenbrücke über den Douro bei Regoa (Portugal).
M. 0,002 (1:500).

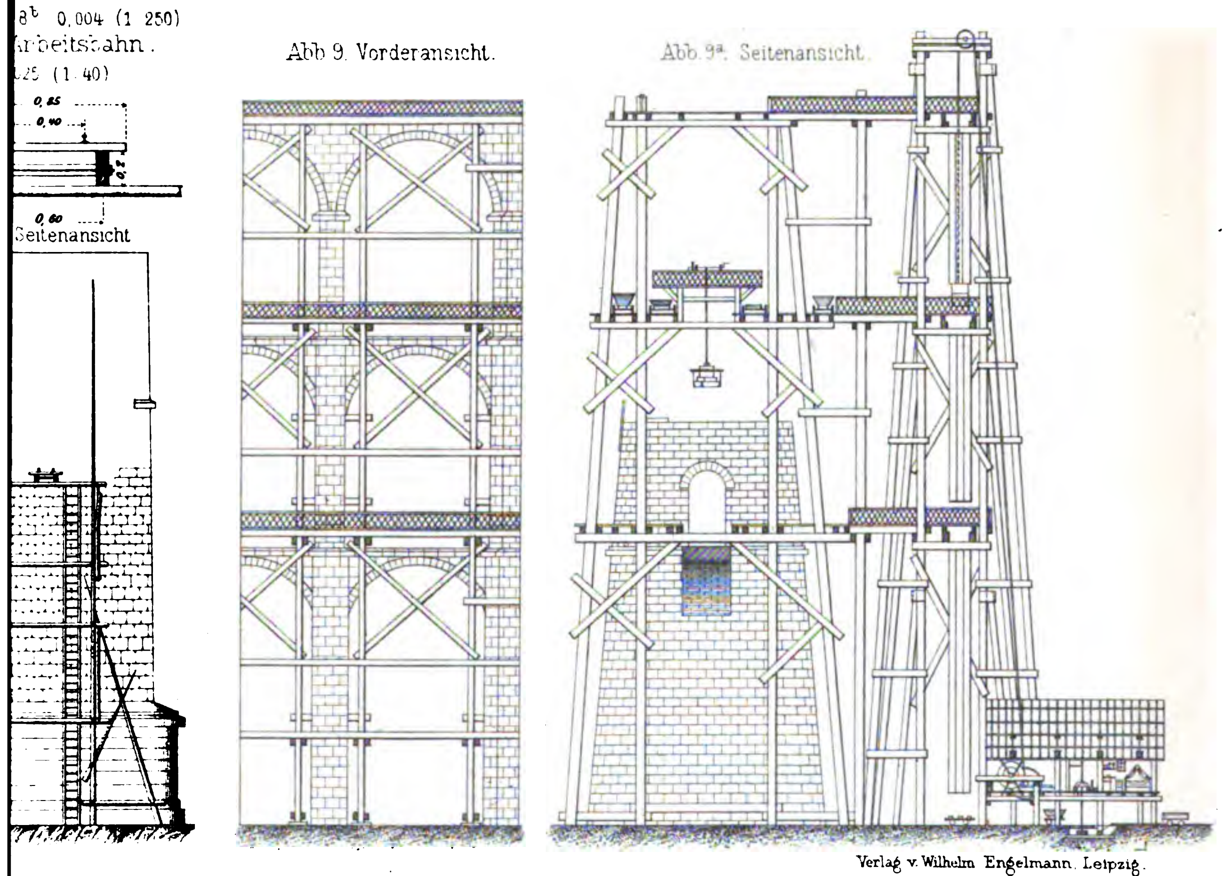
Abb. 4-4b. Talbrücke von Montciant.
M. 0,002 (1:500).





...brücke v. Chastellux.
...8b 0,004 (1:250)
Arbeitsbahn.
...25 (1:40)

Abb. 9 u. 9a. Talbrücke von Chaumont. M 0,002 (1:500).



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.

Abb. 3-3c. Talbrücke von Morlaix.
(oberes Stockwerk).

Abb. 3.

M zu Abb. 3, 3a, 6, 6a = 0,0033 (1:300)

Abb. 3b u. 3c Gitterträger M. 0,01. Ansicht und Längenschnitt.

Abb. 3b.

Abb. 3c.

Abb. 4 u. 4a. Wäldlitobel-Brücke der Arlberg-Bahn
M. 0,0022 (1:450).

Abb. 4a.

M zu Abb. 4 = 0,0022 (1:450)

Abb. 7. Talbrücke von Rümlingen.
M. 0,002 (1:500).

Abb. 7.

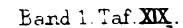
Abb. 7a.

Abb. 7b u. 7c. Herstellung der Pfeiler.

Abb. 7b.

Abb. 7c.

Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



…reinischen Bahn.

Abb. 6.
Brücke der Berliner Stadtbahn.
12m w.

Abb. 7.
1:100.

Abb. 8.
1:100

Abb. 14.
Ueberführung des Lebach-Malstadter Weges der Saarbrücker Eisenbahn 18m w.

Abb. 17b

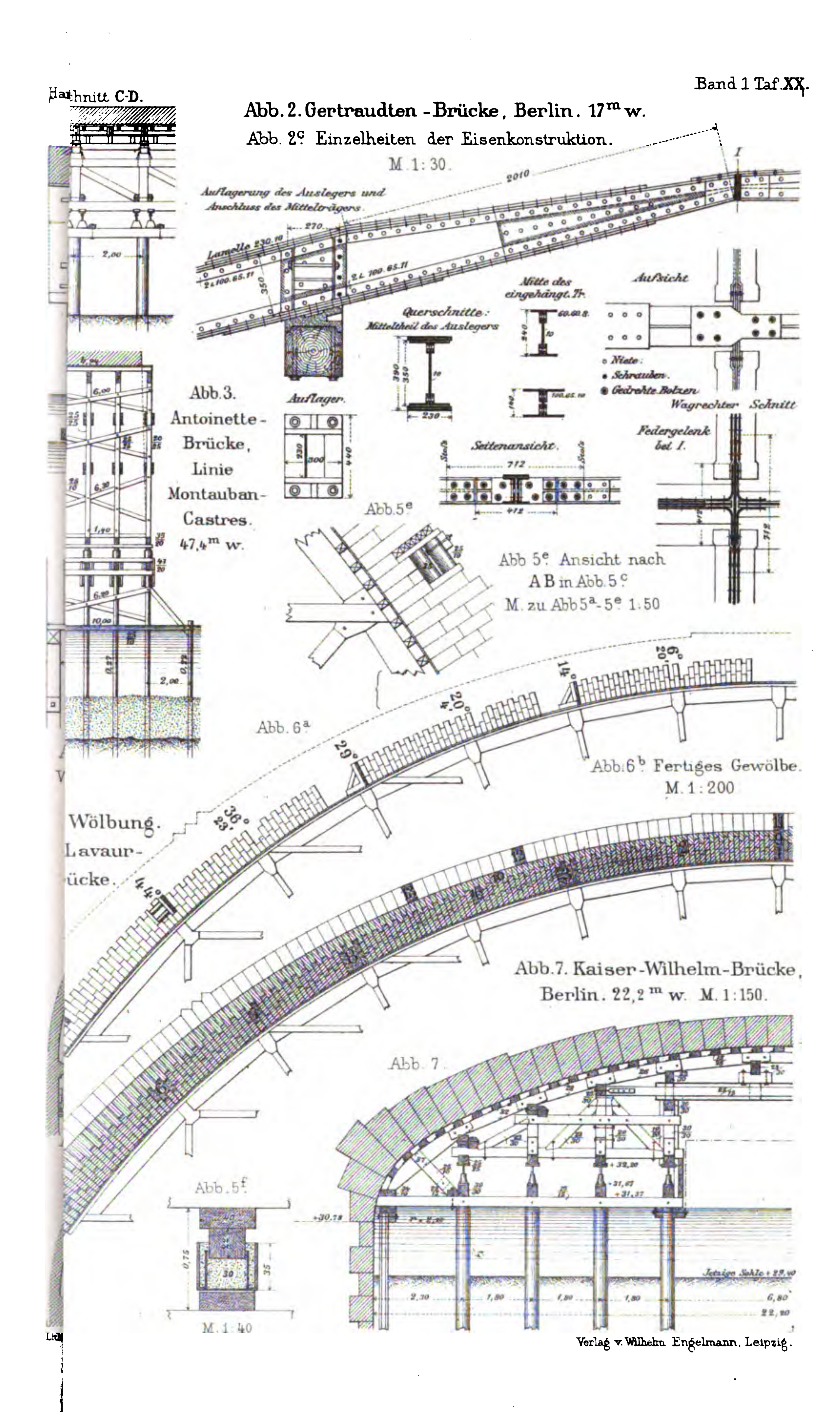
Abb. 18

Abb. 19.
Brücke bei Grimlinghausen.
21,97m w.

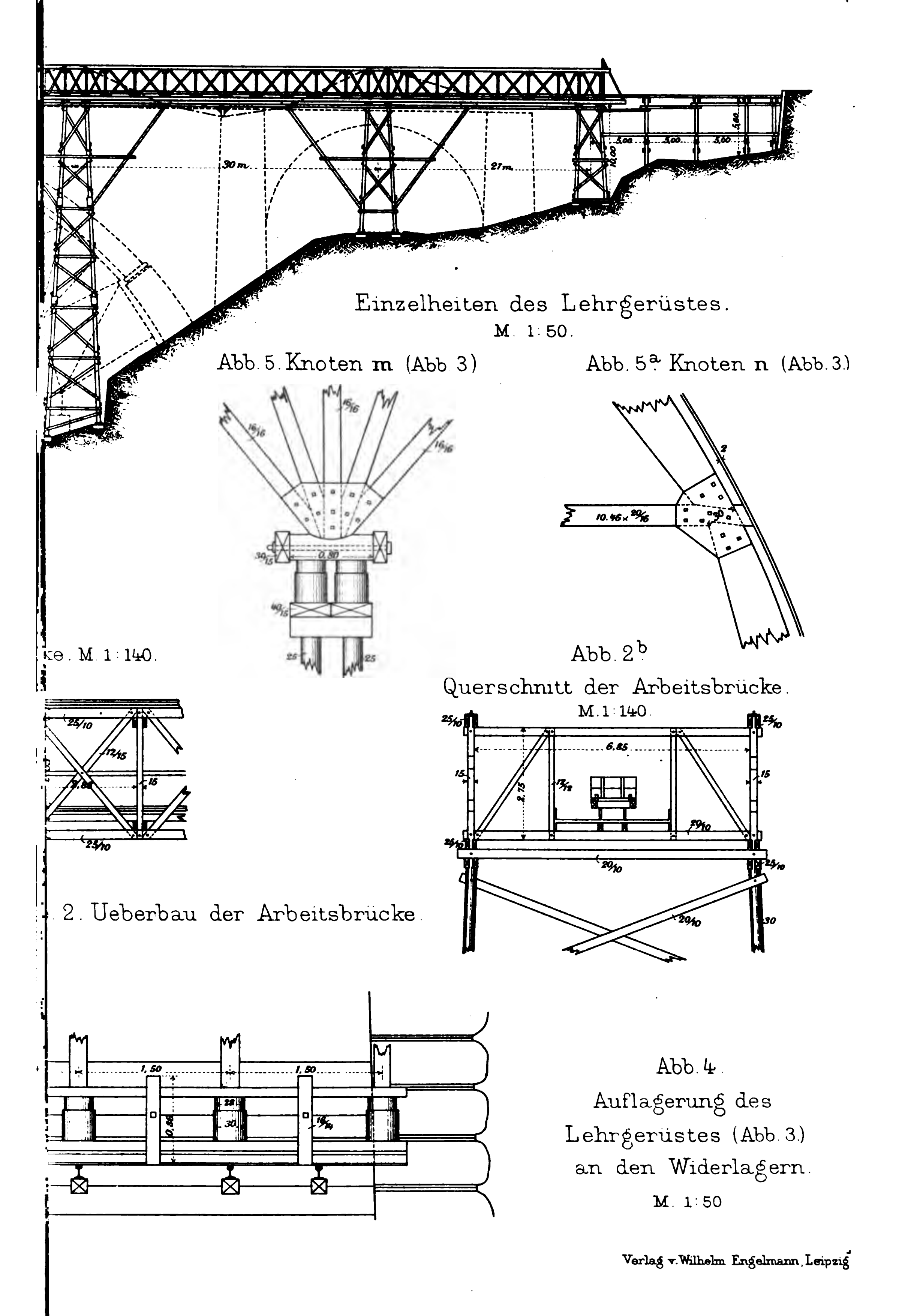
Holzstärken sind in cm, alle …e in m. eingeschrieben.

Mafsstab zu Abb. 7 u. 8 1:100.

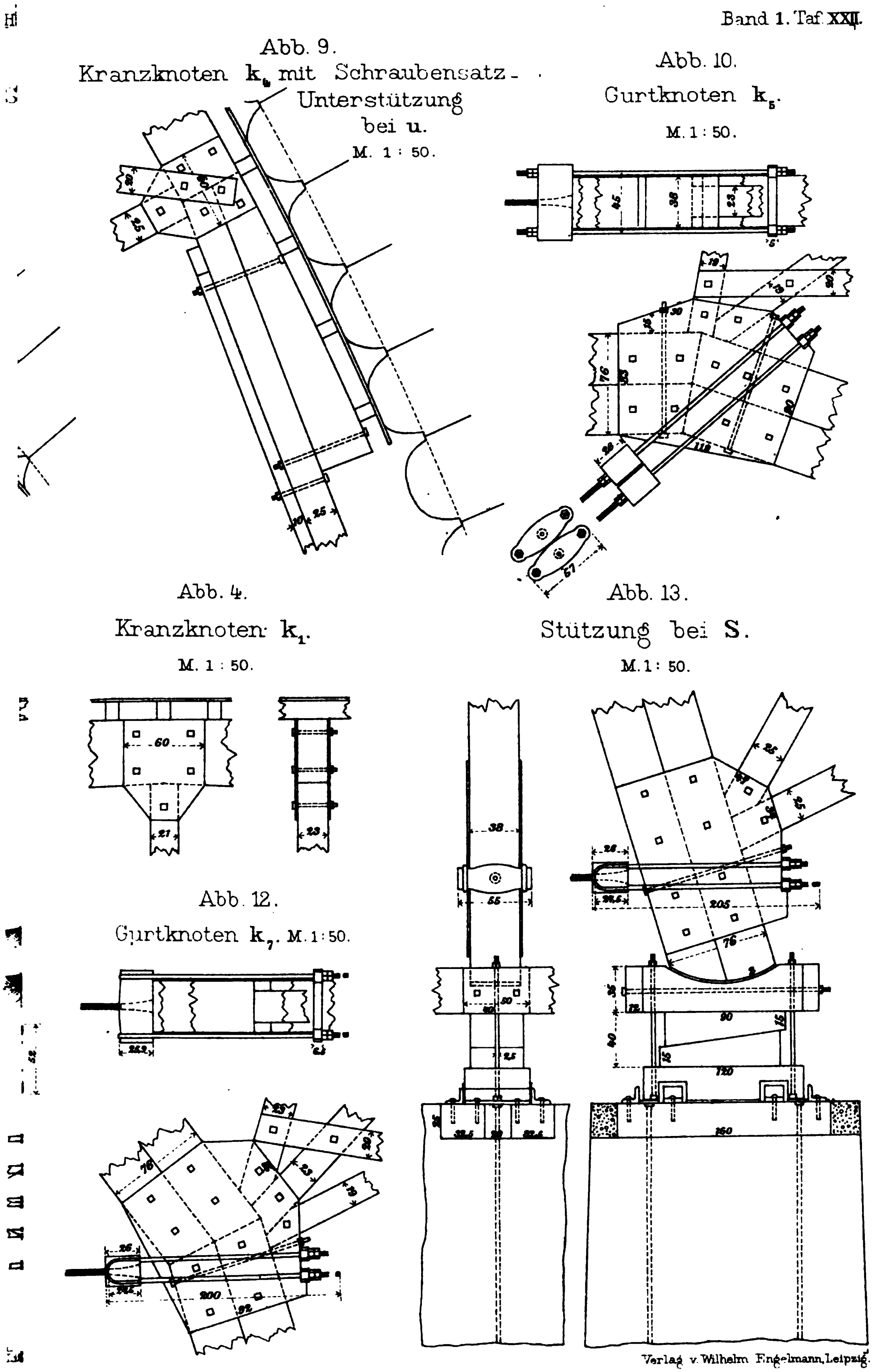
Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



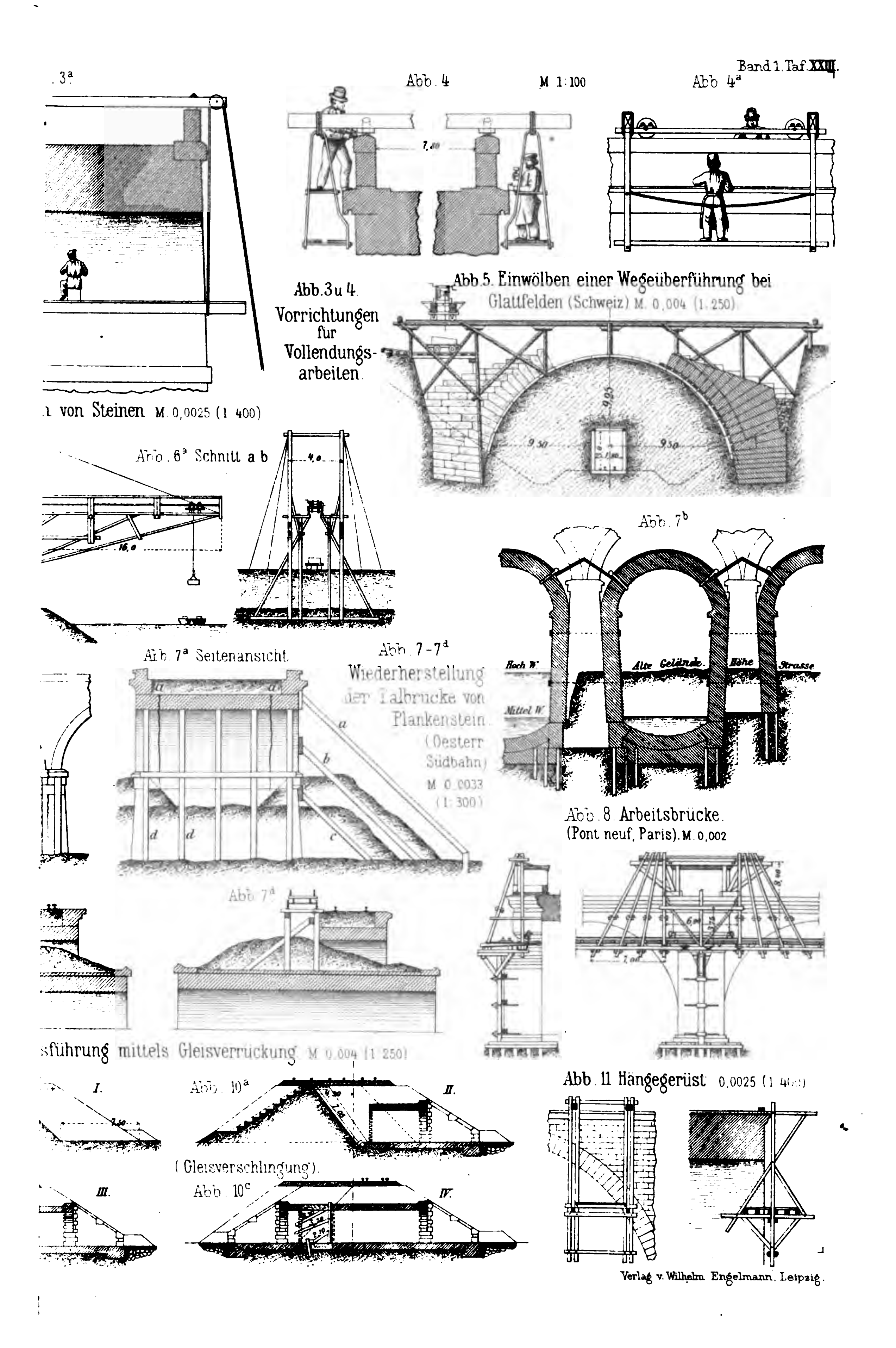
Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



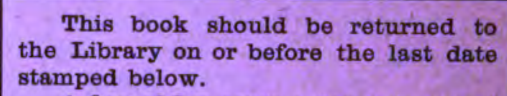
Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig

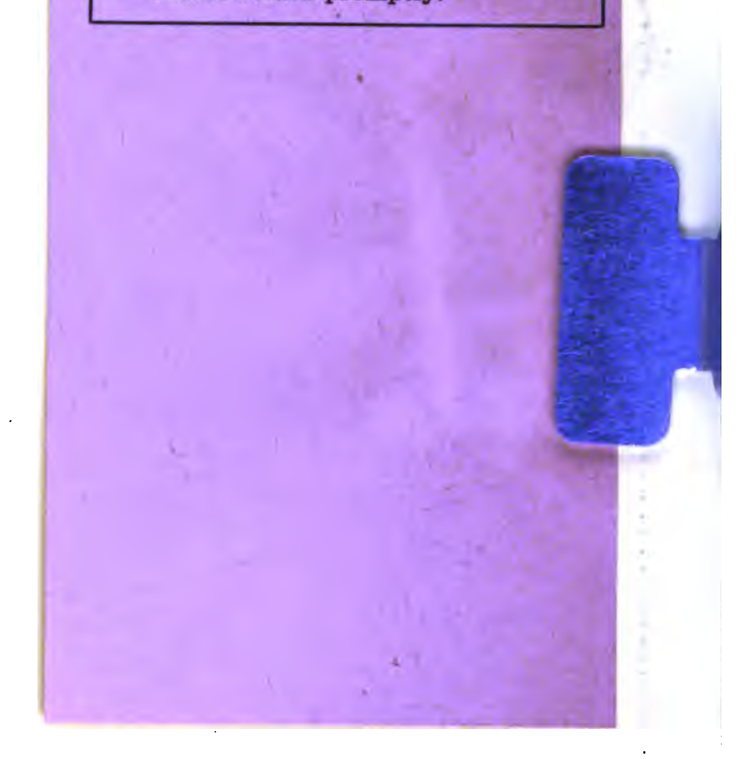


Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.



Verlag v. Wilhelm Engelmann, Leipzig.






Eng 459.04
Handbuch der Ingenieurwissenschafte
Cabot Science 00515192
3 2044 091 993 436